

Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Statické posouzení vícepodlažních budov

Structural design of multi-storey buildings

Autor práce:

Bc. Tomáš Sikora

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Pavlína Matečková, Ph.D.

V Ostravě 2014

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Tomáš Sikora**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb
Téma: **Statické posouzení vícepodlažních budov**
Structural design of multi-storey buildings

Zásady pro vypracování:

Cílem diplomové práce je návrh a posouzení pětipodlažní budovy pro bydlení o půdorysných rozměrech 36 x 24 m, rozpětí 6 m.

Součástí diplomové práce je krátký přehled vícepodlažních a výškových budov v České Republice a rešerše specifik návrhu výškových budov z hlediska celkové stability objektu.

Seznam doporučené odborné literatury:

ČSN EN 1991-1-1

ČSN EN 1992-1-1


Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **Ing. Pavlína Matečková, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2014

Datum odevzdání: 01.12.2014




prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
vedoucí katedry


prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě.....

.....
podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на вѣдомі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на вѣдомі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č.111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě.....

.....
podpis studenta

Anotace

Diplomová práce se zabývá statickým posouzením vícepodlažní budovy ze železobetonu. Nejprve byla popsána problematika navrhování vícepodlažních budov, konstrukční systémy a jejich vývoj v České Republice. Poté byl proveden návrh vhodného konstrukčního systému a dispoziční řešení. Pro zvolený konstrukční systém byl proveden návrh a posudek nosných prvků na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti, včetně návrhu vyztužení. Posudek byl proveden dle aktuálně platných norem ČSN EN. Součástí diplomové práce bylo také vypracování výkresové dokumentace.

Klíčová slova

ČSN EN, sloup, průvlak, stropní deska, výztužná stěna, základová konstrukce, schodiště, návrh, posudek, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti, Scia Engineer

Annotation

The theses deals with the static analysis of multi-storey reinforced concrete buildings. In the beginning structural systems of multi-storey buildings and their development in the Czech Republic were described. Then selected building layout and suitable structural system were analysed. Load bearing elements were assessed for both ultimate and serviceability limit state and the reinforcement was designed. The theses are complemented with drawings of reinforcement. The static analysis was performed according to current valid codes ČSN EN.

Keywords

ČSN EN, column, girder, ceiling board, reinforcing wall, foundational construction, staircase, design, review, ultimate limit state, serviceability limit state, Scia Engineer

Seznam použitých zkratk a symbolů

A	součinitel	
A_a	plocha patky do vzdálenosti a	$[\text{mm}^2]$
A_{eff}	efektivní plocha patky	$[\text{mm}^2]$
A_c	průřezová plocha betonového průřezu	$[\text{mm}^2]$
A_s	průřezová plocha celkové podélné výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,1;2}$	skutečná plocha výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{min}}$	minimální stupeň vyztužení	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{min},d}$	minimální stupeň vyztužení dolní výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{min},h}$	minimální stupeň vyztužení horní výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{max}}$	maximální stupeň vyztužení	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,p,\text{skut}}$	skutečná plocha příčné výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,r,\text{min}}$	minimální plocha rozdělovací výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,r,\text{skut}}$	skutečná plocha rozdělovací výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{req}}$	minimální plocha výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{skut},s;1,2}$	skutečná plocha svislé výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{skut},d}$	skutečná plocha dolní výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{s,\text{skut},h}$	skutečná plocha horní výztuže	$[\text{mm}^2]$
A_{sw}	plocha smykové výztuže	$[\text{mm}^2]$
a	vzdálenost okraje patky (pásu) od líce sloupu (stěny)	$[\text{m}]$
B	součinitel	
b	šířka budovy / průřezu prvku	$[\text{m}]$
$b_{1;2}$	vzdálenost od líce prvku k polovině rozpětí	$[\text{mm}]$
b_{1m}	šířka desky / stěny / pásu 1m	$[\text{m}]$
$b_{\text{eff}1;2}$	spolupůsobící šířka desky	$[\text{mm}]$
b_{patka}	šířka patky	$[\text{mm}]$
$b_{\text{pás}}$	šířka pásu	$[\text{mm}]$
b_{pr}	šířka průvlaku	$[\text{mm}]$
b_s	šířka schodišťového stupně	$[\text{m}]$
$b_{\text{schodiště}}$	šířka schodiště	$[\text{mm}]$
b_{sl}	šířka sloupu	$[\text{mm}]$
b_x	rozměr patky ve směru X	$[\text{m}]$
b_y	rozměr patky ve směru Y	$[\text{m}]$

C	součinitel	
C_e	součinitel expozice	
$C_{Rd,c}$	součinitel	
C_t	tepelný součinitel	
c_{dir}	součinitel směru větru	
$c_0(z)$	součinitel ortografie	
c_{min}	minimální krycí vrstva výztuže	[mm]
$c_{min,b}$	minimální krycí vrstva výztuže – průměr prutu	[mm]
$c_{min,dur}$	minimální krycí vrstva výztuže – soudržnost	[mm]
c_{nom}	nominální krycí vrstva výztuže	[mm]
c_{pe}	součinitel vnějších tlaků	
c_{pi}	součinitel vnitřních tlaků	
$c_t(z)$	součinitel drsnosti terénu	
c_{season}	součinitel ročního období	
d	délka budovy [m] / účinná výška průřezu	[mm]
d_{eff}	průměrná účinná výška ŽB patky	[mm]
d_d	účinná výška průřezu (dolní výztuž)	[mm]
d_h	účinná výška průřezu (horní výztuž)	[mm]
$d_{x,d}$	účinná výška průřezu (dolní výztuž ve směru X)	[mm]
$d_{x,h}$	účinná výška průřezu (horní výztuž ve směru X)	[mm]
d_y	účinná výška průřezu (výztuž ve směru Y)	[mm]
$d_{y,d}$	účinná výška průřezu (dolní výztuž ve směru Y)	[mm]
$d_{y,h}$	účinná výška průřezu (horní výztuž ve směru Y)	[mm]
E	modul pružnosti betonu v tlaku	[MPa]
E_s	modul pružnosti oceli v tahu	[MPa]
e	délkový rozměr	[m]
e_i	excentricita od vlivu imperfekcí	[m]
e_x	výstřednost ve směru X	[m]
e_y	výstřednost ve směru Y	[m]
F_c	síla v betonu	[kN]
F_s	síla ve výztuži	[kN]
$F_{s1;2}$	síla ve výztuži	[kN]
f_{bd}	návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti	[MPa]
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku	[MPa]

f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku	[MPa]
$f_{ctk;0,05}$	charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu	[MPa]
f_{ctm}	pevnost betonu v tahu	[MPa]
f_{yk}	návrhová pevnost betonářské výztuže v tahu	[MPa]
f_{yd}	charakteristická pevnost betonářské výztuže v tahu	[MPa]
f_{ywd}	návrhová mez kluzu třmínkové výztuže	[MPa]
G_k	charakteristická hodnota stálého zatížení	[kN]
$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení	[kN/m ²]
g_d	návrhová hodnota stálého zatížení	[kN/m ²]
$g_{d,d}$	návrhová hodnota - vlastní tíha ŽB desky	[kN/m ²]
$g_{d,p}$	návrhová hodnota – vlastní tíha podlahy	[kN/m ²]
$g_{d,podesta}$	návrhová hodnota – stálé zatížení podesty	[kN/m]
$g_{d,př}$	návrhová hodnota – vlastní tíha příček	[kN/m ²]
$g_{d,rameno}$	návrhová hodnota – stálé zatížení schod. ramene	[kN/m]
$g_{d,stř}$	návrhová hodnota – tíha střechy	[kN/m ²]
g_k	charakteristická hodnota stálého zatížení	[kN/m ²] / [kN/m]
$g_{k,d}$	charakteristická hodnota - vlastní tíha ŽB desky	[kN/m ²]
$g_{k,p}$	charakteristická hodnota – vlastní tíha podlahy	[kN/m ²]
$g_{k,př}$	charakteristická hodnota – vlastní tíha příček	[kN/m ²]
$g_{k,stř}$	charakteristická hodnota – tíha střechy	[kN/m ²]
h	výška budovy / průřezu	[m]
h_1	podchodná výška	[m]
h_2	průchozí výška	[m]
h_d	tloušťka stropní desky	[m]
h_p	výška atiky	[m]
h_{patka}	výška patky	[mm]
$h_{pás}$	výška pásu	[mm]
h_{pr}	výška průvlaku	[mm]
h_s	výška schodišťového stupně	[m]
h_{sch}	tloušťka schodišťové desky / podesty	[m]
h_{st}	tloušťka stěny	[mm]
h_v	výška strojovny výtahu	[m]
I	moment setrvačnosti průřezu	[mm ⁴]
$I_v(z)$	intenzita turbulence	

i	poloměr setrvačnosti betonového průřezu	[mm]
K	součinitel závislý na statickém schématu a na poloze průřezu	
k	součinitel	
k_1	součinitel	
k_3	součinitel pro charakteristickou kombinaci zatížení	
k_I	součinitel turbulence	
k_r	součinitel terénu	
L_{p1}	délka levé podesty	[mm]
L_{p2}	délka pravé podesty	[mm]
L_r	délka schodišťového ramene	[mm]
L_s	délkový rozměr	[m]
L_x	rozpětí ve směru osy X	[m]
L_y	rozpětí ve směru osy Y	[m]
l	rozpětí	[m]
l_0	vzdálenost nulových momentů	[mm]
l_0	účinná délka (výpočet štíhlosti)	[m]
l_{patka}	délka patky	[mm]
$l_{pás}$	délka pásu	[mm]
l_s	vzdálenost působení zatížení od atiky	[m]
$l_{stěna}$	délka stěny	[mm]
$l_{b,rqd}$	základní kotevní délka	[mm]
$l_{b,min}$	minimální kotevní délka	[mm]
l_{bd}	kotevní délka	[mm]
l_x	rozpětí	[m]
l_y	rozpětí	[m]
M_{Ed}	maximální ohybový moment	[kNm]
$M_{Ed,d}$	maximální kladný ohybový moment	[kNm]
$M_{Ed,h}$	maximální záporný ohybový moment	[kNm]
$M_{Ed,hlava}$	maximální ohybový moment v hlavě sloupu	[kNm]
$M_{Ed,max}$	maximální ohybový moment	[kNm]
$M_{Ed,pata}$	maximální ohybový moment v patě sloupu	[kNm]
$M_{Ed,přisl}$	příslušný ohybový moment	[kNm]
$M_{Ed,x}$	maximální ohybový moment ve směru X	[kNm]
$M_{Ed,y}$	maximální ohybový moment ve směru Y	[kNm]

$M_{Rd,0;1;2;3;4;5}$	návrhový ohybový moment v interakčním diagramu	[kNm]
$M_{Rd,d}$	návrhový kladný ohybový moment	[kNm]
$M_{Rd,h}$	návrhový záporný ohybový moment	[kNm]
$M_{Rd,x}$	návrhový ohybový moment ve směru X	[kNm]
$M_{Rd,y}$	návrhový ohybový moment ve směru Y	[kNm]
$M_{x,Ed,max}$	maximální kladný ohybový moment ve směru X	[kNm]
$M_{x,Ed}^{+}$	maximální kladný ohybový moment ve směru X	[kNm/m]
$M_{x,Ed,red}^{+}$	maximální redukovaný ohybový moment ve směru X	[kNm/m]
$M_{x,Ed}^{-}$	maximální záporný ohybový moment ve směru X	[kNm/m]
$M_{x,Rd}^{+}$	návrhový kladný ohybový moment ve směru X	[kNm/m]
$M_{x,Rd}^{-}$	návrhový záporný ohybový moment ve směru X	[kNm/m]
$M_{y,Ed,max}$	maximální kladný ohybový moment ve směru Y	[kNm]
$M_{y,Ed}^{+}$	maximální kladný ohybový moment ve směru Y	[kNm/m]
$M_{y,Ed,red}^{+}$	maximální redukovaný ohybový moment ve směru Y	[kNm/m]
$M_{y,Ed}^{-}$	maximální záporný ohybový moment ve směru Y	[kNm/m]
$M_{y,Rd}^{+}$	návrhový kladný ohybový moment ve směru Y	[kNm/m]
$M_{y,Rd}^{-}$	návrhový záporný ohybový moment ve směru Y	[kNm/m]
N_{Ed}	maximální normálová síla	[kN]
$N_{Ed,max}$	maximální normálová síla	[kN]
$N_{Ed,přisl}$	příslušná normálová síla	[kN]
$N_{Rd,0;1;2;3;4;5}$	návrhová normálová síla v interakčním diagramu	[kN]
n	počet kusů výztuže	
n	poměrná normálová síla (výpočet štíhlosti)	
n_{sch}	počet schodišťových stupňů	
p	celková hodnota zatížení ŽB desky	[kN/m ²]
p_{patka}	zatížení patky	[kN]
$p_{pás}$	zatížení pásu	[kN]
p_x	hodnota zatížení ŽB desky ve směru X	[kN/m ²]
p_y	hodnota zatížení ŽB desky ve směru Y	[kN/m ²]
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení	[kN]
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení	[kN/m ²]
$Q_{k,i}$	charakter. hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení	[kN/m ²]
q_d	návrhová hodnota užitného zatížení	[kN/m ²]
$q_{d,podesta}$	návrhová hodnota – proměnné zatížení podesty	[kN/m]

$g_{d,rameno}$	návrhová hodnota – proměnné zatížení schod. ramene	[kN/m]
q_k	charakteristická hodnota užitého zatížení	[kN/m ²] / [kN/m]
$q_p(z)$	maximální charakteristický tlak větru	[kN/m ²]
r_m	poměr momentů	
S_{max}	maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže	[mm]
S_{min}	minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže	[mm]
S_r	vzdálenosti mezi pruty rozdělovací výztuže	[mm]
$S_{skut,os}$	skutečná osová vzdálenost mezi pruty výztuže	[mm]
$S_{skut,sv}$	skutečná světlá vzdálenost mezi pruty výztuže	[mm]
s	vzdálenosti mezi pruty výztuže	[mm]
s_1	vzdálenost mezi třmínky	[mm]
$s_{1,max}$	maximální osová vzdálenost mezi třmínky	[mm]
s_d	návrhová hodnota zatížení sněhem	[kN/m ²]
s_k^c	charakteristická hodnota zatížení sněhem podle oblasti	[kN/m ²]
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem	[kN/m ²] / [kN/m]
s_{k2}	charakteristická hodnota zatížení sněhem u atiky	[kN/m ²]
s_r	vzdálenosti mezi pruty rozdělovací výztuže	[mm]
s_t	osová vzdálenost mezi větvemi třmínku	[mm]
$s_{t,max}$	maximální osová vzdálenost mezi větvemi třmínku	[mm]
$s_{w,max}$	maximální vzdálenost třmínků	[mm]
t_m	tloušťka materiálu	[mm]
u_0	délka kritického obvodu těsně kolem sloupu	[m]
u_a	délka kritického obvodu ve vzdálenosti a	[m]
V_{Ed}	maximální posouvající síla	[kN]
$V_{Ed,a}$	maximální posouvající síla ve vzdálenosti a	[kN]
$V_{Rd,c}$	návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže	[kN]
$V_{Rd,c,min}$	minimální smyková únosnost bez smykové výztuže	[kN]
$V_{Rd,max}$	maximální únosnost ve smyku	[kN]
$V_{Rd,s}$	posouvající síla, kterou přenesou smyková výztuž na mezi kluzu	[kN]
v_b	základní rychlost větru	[m/s]
$v_{b,0}$	základní výchozí rychlost větru podle oblasti	[m/s]
$v_m(z)$	střední rychlost větru	[m/s]
W_0	modul odpovídající rozdělení smyku	[m ²]
W_a	modul odpovídající rozdělení smyku ve vzdálenosti a	[m ²]

W_x	průhyb desky ve směru X	[mm]
W_y	průhyb desky ve směru Y	[mm]
w_k	výsledný tlak větru	$[kN/m^2] / [kN/m]$
w_{max}	maximální šířka trhliny	[mm]
x	výška tlačené oblasti	[mm]
$x_{bal;1;2}$	rozhraní mezi tlakovým porušením betonu a tahovým porušením oceli	[mm]
x_d	výška tlačené oblasti (dolní výztuž)	[mm]
x_h	výška tlačené oblasti (horní výztuž)	[mm]
z	rameno vnitřních sil	[mm]
z_b	výška budovy nad terénem	[m]
z_0	parametr drsnosti terénu	[m]
$z_{0,II}$	0,5	[m]
z_{min}	minimální výška budovy nad terénem	[m]
$z_{s1;2}$	vzdálenost těžiště od osy výztuže	[mm]

Řecké symboly

α	úhel, který svírá smyková výztuž s podélnou osou prvku [°]
α_1	vliv tvaru prutu za předpokladu odpovídající krycí vrstvy betonu
α_2	vliv minimální betonové krycí vrstvy
α_3	vliv ovinutí příčnou výztuží
α_4	vliv jednoho nebo více příčně přivařených prutů v návrhové kotevní délce
α_5	vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu v návrhové kotevní délce
α_{sch}	úhel sklonu schodišťového ramene [°]
$\alpha_{stř}$	úhel sklonu ploché střechy [°]
α_{ct}	součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku
α_{cw}	součinitel zohledňující stav napětí v tlačeném pásu
β_0	součinitel
β_a	součinitel ve vzdálenosti a
γ_c	součinitel spolehlivosti betonu
γ_g	součinitel stálého zatížení
γ_{gj}	dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
$\gamma_{Q,1}$	dílčí součinitel hlavního užitného zatížení
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel i-tého proměnného zatížení
γ_q	součinitel užitného zatížení
γ_s	součinitel spolehlivosti betonářské oceli
γ_{sn}	objemová tíha sněhu
Δc_{dev}	toleranční zvětšení [mm]
ϵ_{c3}	poměrné přetvoření betonu
ϵ_{cu3}	poměrné přetvoření betonu
ϵ_{sy}	poměrné přetvoření ve výztuži
ϵ_{yd}	poměrné přetvoření ve výztuži
η	součinitel tlakové pevnosti betonu
η_1	součinitel závislý na kvalitě podmínek v soudržnosti a poloze prutu během betonáže
η_2	součinitel závislý na průměru prutu
θ	úhel tlačných diagonál [°]

κ	redukční součinitel mající vliv na kroutící momenty	
λ	součinitel definující efektivní výšku tlačené zóny	
λ	štíhlost prvku (výpočet štíhlosti)	
λ_{lim}	limitní štíhlost prvku (výpočet štíhlosti)	
$\mu_{i(1)}$	tvarový součinitel ploché střechy	
μ_2	tvarový součinitel délky návějí pro ploché střechy	
v	redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	
v_1	redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	
v_{Ed}	smykové napětí při protlačení	[MPa]
$v_{\text{Ed},a}$	smykové napětí při protlačení ve vzdálenosti a	[MPa]
$v_{\text{l,min},a}$	minimální smyková únosnost ve vzdálenosti a	[MPa]
v_{min}	minimální smyková únosnost	[MPa]
$v_{\text{Rd},c}$	návrhová smyková únosnost bez smykové výztuže	[MPa]
$v_{\text{Rd},\text{max}}$	návrhová hodnota maximální únosnosti ve smyku při protlačení	[MPa]
ξ	součinitel	
ξ_{BAL}	součinitel	
$\xi_{\text{BAL};1;2}$	součinitel	
π	Ludolfovo číslo	
ρ	geometrický stupeň vyztužení tahovou výztuží v extrémně namáhaném průřezu konstrukce	
ρ'	stupeň výztuže v extrémně namáhaném průřezu o rozměrech b a h	
ρ_0	součinitel	
ρ_1	součinitel	
ρ_s	plošná hmotnost	[kg/m ²]
ρ_{sw}	stupeň vyztužení smykovou výztuží	
$\rho_{\text{sw,min}}$	minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží	
ρ_v	objemová hmotnost	[kg/m ³]
ρ_{vz}	hustota vzduchu	[kg/m ³]
σ_{Ed}	napětí vyvolující ohyb základové patky	[MPa]
$\sigma_{\text{Ed,max}}$	maximální napětí vyvolující ohyb základové patky	[MPa]
$\sigma_{\text{Ed,půda}}$	únosnost základové spáry	[MPa]
$\sigma_{\text{Ed,z}}$	napětí od zeminy	[MPa]
σ_s	napětí ve výztuži	[MPa]
σ_{sd}	návrhové namáhání prutu v místě, odkud se měří kotvení	[MPa]

φ	profil výztuže	[mm]
φ_d	profil dolní výztuže	[mm]
$\varphi_{h,deska}$	profil horní výztuže u ŽB desky	[mm]
φ_h	profil horní výztuže	[mm]
φ_r	profil rozdělovací výztuže	[mm]
φ_s	profil svislé výztuže	[mm]
φ_{sp}	profil příčné výztuže	[mm]
φ_{sw}	profil smykové výztuže	[mm]
$\varphi_{tř}$	profil třmínku	[mm]
φ_v	profil vodorovné výztuže	[mm]
φ_y	profil výztuže ve směru Y	[mm]
$\Psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení	
ω	mechanický stupeň vyztužení	

Obsah diplomové práce

1. Úvod.....	- 1 -
2. Cíl práce	- 3 -
2.1 Rozsah práce	- 3 -
3. Konstrukční systémy vícepodlažních budov	- 4 -
3.1 Spolupůsobení konstrukčních prvků	- 5 -
3.2 Klasifikace konstrukčních systémů	- 6 -
3.3 Stěnové systémy	- 7 -
3.4 Skeletové (sloupové) systémy	- 8 -
3.5 Kombinované systémy	- 11 -
3.6 Jádrové systémy	- 12 -
4. Historie a vývoj výškových a vícepodlažních budov v ČR.....	- 13 -
4.1 Vývoj konstrukčních soustav panelové bytové výstavby	- 13 -
4.2 Montované železobetonové skelety	- 24 -
5. Návrh vícepodlažní budovy dle ČSN EN	- 26 -
5.1 Dispoziční řešení vícepodlažní budovy.....	- 26 -
5.2 Vlastní tíha nosné konstrukce	- 30 -
5.3 Zatížení schodiště a podesty.....	- 31 -
5.4 Zatížení stropní konstrukce	- 33 -
5.5 Zatížení střešní konstrukce.....	- 34 -
5.6 Zatížení atikou.....	- 35 -
5.7 Vlastní tíha obvodového pláště	- 35 -
5.8 Zatížení vnitřními nenosnými zdmi	- 36 -
5.9 Zatížení sněhem.....	- 36 -
5.10 Zatížení větrem	- 39 -
6. Posudek vícepodlažní budovy na mezní stav únosnosti.....	- 48 -
6.1 Zatěžovací stavy a kombinace zatížení	- 50 -
6.2 ŽB Stropní deska.....	- 51 -
6.3 ŽB průvlak.....	- 70 -
6.4 ŽB sloup	- 93 -
6.5 ŽB patka	- 108 -
6.6 ŽB schodiště.....	- 128 -

6.7	ŽB stěna.....	- 137 -
6.8	ŽB pás	- 149 -
7.	Posudek vícepodlažní budovy na mezní stav použitelnosti	- 159 -
7.1	Mezní stav omezení napětí	- 159 -
7.2	Mezní stav trhlin.....	- 160 -
7.3	Mezní stav přetvoření	- 160 -
8.	Závěr.....	- 163 -
9.	Seznam použité literatury	- 164 -
10.	Seznam příloh	- 165 -
11.	Přílohy	- 166 -
11.1	Zatěžovací stavy – 3D model budovy	- 166 -
11.2	Zatěžovací stavy – model schodiště	- 175 -
12.	Seznam výkresů	- 178 -

Seznam obrázků

Obr. 3.1 Příčný stěnový systém	- 8 -
Obr. 3.2 Skeletový systém s podélnými rámy	- 9 -
Obr. 3.3 Hlavicový (hřibový) skelet	- 10 -
Obr. 3.4 Deskový skelet	- 10 -
Obr. 3.5 Skeletový konstrukční systém kombinovaný se stěnovými jádry	- 11 -
Obr. 3.6 Budovy s nosným jádrem	- 12 -
Obr. 4.1 Typ G-57 - dispozice	- 14 -
Obr. 4.2 Typ G-57	- 14 -
Obr. 4.3 Typ GOS 64	- 15 -
Obr. 4.4 Typ T-06B – dispozice	- 16 -
Obr. 4.5 Typ T-06B	- 16 -
Obr. 4.6 Typ T-08B – dispozice	- 17 -
Obr. 4.7 Typ T-08B	- 17 -
Obr. 4.8 Typ BP-70-OS - dispozice	- 19 -
Obr. 4.9 Typ BP-70-OS	- 19 -
Obr. 4.10 Typ VOS - dispozice	- 20 -
Obr. 4.11 Typ VOS	- 21 -
Obr. 4.12 Typ P1.11 - dispozice	- 22 -
Obr. 4.13 Typ P1.11	- 22 -
Obr. 4.14 Typ VVÚ ETA	- 23 -
Obr. 5.1 Dispoziční řešení 1	- 27 -
Obr. 5.2 Dispoziční řešení 2 - 1.NP	- 28 -
Obr. 5.3 Dispoziční řešení typického podlaží 2 - 2.NP – 5.NP	- 28 -
Obr. 5.4 Dispoziční řešení typického podlaží 3 - 1.NP	- 29 -
Obr. 5.5 Dispoziční řešení typického podlaží 3 - 2.NP – 5.NP	- 29 -
Obr. 5.6 Skladba jednoplášťové ploché střechy	- 34 -
Obr. 5.7 Skladba obvodového pláště Fermacell + Lindab	- 36 -
Obr. 5.8 Sněhová mapa [3]	- 37 -
Obr. 5.9 Tvarové součinitele na ploché střeše [3]	- 38 -
Obr. 5.10 Velikosti tvarových součinitelů u atiky	- 39 -
Obr. 5.11 Velikosti tvarových součinitelů u strojovny výtahu	- 39 -

Obr. 5.12 Mapa větrných oblastí na území ČR [4].....	- 40 -
Obr. 5.13 Tlak větru působící na konstrukci [4]	- 40 -
Obr. 5.14 Označení ploch u svislých stěn	- 43 -
Obr. 5.15 Označení ploch u plochých střech.....	- 44 -
Obr. 5.16 Označení ploch u svislých stěn	- 46 -
Obr. 5.17 Označení ploch u plochých střech.....	- 47 -
Obr. 6.1 Původní 3D model vícepodlažní budovy	- 48 -
Obr. 6.2 Navržený 3D model vícepodlažní budovy	- 49 -
Obr. 6.3 Statické schéma spojitě desky	- 52 -
Obr. 6.4 Vykreslení ohybových momentů v poli A ve směru X a Y 1.NP-4.NP....	- 54 -
Obr. 6.5 Vykreslení ohybových momentů v poli B ve směru X a Y 1.NP-4.NP....	- 55 -
Obr. 6.6 Vykreslení ohybových momentů v poli A ve směru X a Y 5.NP	- 57 -
Obr. 6.7 Vykreslení ohybových momentů v poli B ve směru X a Y 5.NP	- 59 -
Obr. 6.8 Vykreslení ohybových momentů ve směru X a Y nad jádrem	- 61 -
Obr. 6.9 Účinná výška průřezu – dolní výztuž	- 63 -
Obr. 6.10 Účinná výška průřezu – horní výztuž.....	- 64 -
Obr. 6.11 Osově vzdálenosti mezi pruty výztuže.....	- 68 -
Obr. 6.12 Světelné vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 68 -
Obr. 6.13 Statické schéma ŽB průvlaku ve směru x	- 70 -
Obr. 6.14 Statické schéma ŽB průvlaku ve směru y	- 70 -
Obr. 6.15 Maximální ohybový moment v poli	- 70 -
Obr. 6.16 Maximální ohybový moment nad podporou	- 71 -
Obr. 6.17 Maximální posouvající síla	- 71 -
Obr. 6.18 Maximální ohybový moment v poli	- 72 -
Obr. 6.19 Maximální ohybový moment nad podporou	- 72 -
Obr. 6.20 Maximální posouvající síla	- 73 -
Obr. 6.21 Účinná výška průřezu – dolní výztuž	- 75 -
Obr. 6.22 Účinná výška průřezu – horní výztuž.....	- 76 -
Obr. 6.23 Spolupůsobící šířka desky – L-průřez.....	- 77 -
Obr. 6.24 Účinná výška průřezu – dolní výztuž.....	- 78 -
Obr. 6.25 Účinná výška průřezu – horní výztuž.....	- 79 -
Obr. 6.26 Spolupůsobící šířka desky – T-průřez.....	- 80 -
Obr. 6.27 Světelné vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže.....	- 83 -
Obr. 6.28 Osově vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže.....	- 83 -

Obr. 6.29 Světélé vzdálenosti mezi pruty horní výztuže.....	- 84 -
Obr. 6.30 Osové vzdálenosti mezi pruty horní výztuže	- 84 -
Obr. 6.31 Světélé vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže.....	- 87 -
Obr. 6.32 Osové vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže.....	- 88 -
Obr. 6.33 Světélé vzdálenosti mezi pruty horní výztuže.....	- 88 -
Obr. 6.34 Osové vzdálenosti mezi pruty horní výztuže	- 89 -
Obr. 6.35 Statické schéma ŽB sloupů a stěn ve směru x	- 93 -
Obr. 6.36 Statické schéma ŽB sloupů a stěn ve směru y	- 94 -
Obr. 6.37 Maximální ohybový moment sloupu.....	- 94 -
Obr. 6.38 Příslušná normálová síla.....	- 95 -
Obr. 6.39 Maximální normálová síla sloupu	- 95 -
Obr. 6.40 Příslušný ohybový moment	- 96 -
Obr. 6.41 Účinná výška průřezu sloupu – horní a dolní výztuž	- 100 -
Obr. 6.42 Interakční diagram – bod 0.....	- 100 -
Obr. 6.43 Interakční diagram – bod 1	- 101 -
Obr. 6.44 Interakční diagram – bod 2.....	- 102 -
Obr. 6.45 Interakční diagram – bod 3.....	- 103 -
Obr. 6.46 Interakční diagram.....	- 104 -
Obr. 6.47 Osové vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 105 -
Obr. 6.48 Světélé vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 106 -
Obr. 6.49 Maximální normálová síla.....	- 108 -
Obr. 6.50 Příslušný ohybový moment ve směru y	- 109 -
Obr. 6.51 Maximální ohybový moment ve směru x.....	- 109 -
Obr. 6.52 Příslušný ohybový moment ve směru y	- 110 -
Obr. 6.53 Příslušná normálová síla.....	- 110 -
Obr. 6.54 Maximální ohybový moment ve směru y.....	- 111 -
Obr. 6.55 Příslušná normálová síla.....	- 111 -
Obr. 6.56 Půdorysné rozměry patky	- 112 -
Obr. 6.57 Výška patky a vzdálenost okraje patky od líce sloupu.....	- 112 -
Obr. 6.58 Řez ŽB patkou.....	- 113 -
Obr. 6.59 Efektivní plocha patky – CO 171	- 114 -
Obr. 6.60 Efektivní plocha patky – CO 482 – směr x	- 115 -
Obr. 6.61 Efektivní plocha patky – CO 482 – směr y	- 115 -
Obr. 6.62 Statické schéma ŽB patky zatížené od zemního tlaku	- 117 -

Obr. 6.63 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru x.....	- 118 -
Obr. 6.64 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru y.....	- 119 -
Obr. 6.65 Posouzení základové patky na propíchnutí	- 121 -
Obr. 6.66 Posouzení základové patky na protlačení ve vzdálenosti a.....	- 122 -
Obr. 6.67 Světélé vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 126 -
Obr. 6.68 Osové vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 126 -
Obr. 6.69 Statické schéma schodiště	- 128 -
Obr. 6.70 Maximální normálová síla u schodiště.....	- 128 -
Obr. 6.71 Maximální posouvající síla u schodiště	- 129 -
Obr. 6.72 Maximální kladný ohybový moment u schodiště	- 129 -
Obr. 6.73 Maximální záporný ohybový moment u schodiště	- 130 -
Obr. 6.74 Účinná výška průřezu schodiště – dolní výztuž.....	- 131 -
Obr. 6.75 Účinná výška průřezu schodiště – horní výztuž.....	- 132 -
Obr. 6.76 Maximální ohybový moment stěny	- 137 -
Obr. 6.77 Maximální normálová síla stěny	- 138 -
Obr. 6.78 Účinná výška průřezu stěny – svislá výztuž.....	- 141 -
Obr. 6.79 Interakční diagram – bod 0.....	- 141 -
Obr. 6.80 Interakční diagram – bod 1.....	- 142 -
Obr. 6.81 Interakční diagram – bod 2.....	- 143 -
Obr. 6.82 Interakční diagram – bod 3.....	- 144 -
Obr. 6.83 Interakční diagram.....	- 145 -
Obr. 6.84 Osové vzdálenosti mezi pruty svislé výztuže.....	- 146 -
Obr. 6.85 Maximální ohybový moment stěny	- 149 -
Obr. 6.86 Maximální normálová síla stěny	- 150 -
Obr. 6.87 Půdorysné rozměry pásu	- 150 -
Obr. 6.88 Výška pásu a vzdálenost okraje pásu od líce stěny	- 151 -
Obr. 6.89 Řez ŽB pásem	- 152 -
Obr. 6.90 Efektivní plocha pásu – třída výsledků	- 152 -
Obr. 6.91 Statické schéma ŽB pásu zatíženého od zemního tlaku.....	- 153 -
Obr. 6.92 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru y.....	- 155 -
Obr. 6.93 Světélé vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 157 -
Obr. 6.94 Osové vzdálenosti mezi pruty výztuže	- 157 -
Obr. 9.1 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé 2.NP – 5.NP	- 166 -
Obr. 9.2 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé – zastřešení 5.NP	- 167 -

Obr. 9.3 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé – zastřešení jádra	- 167 -
Obr. 9.4 3D model budovy – LC3-LC6 – zatížení proměnné – 2.NP – 5.NP	- 168 -
Obr. 9.5 3D model budovy – LC7 – zatížení proměnné – zastřešení 5.NP	- 168 -
Obr. 9.6 3D model budovy – LC7 – zatížení proměnné – zastřešení jádra	- 169 -
Obr. 9.7 3D model budovy – LC8 – zatížení sněhem – zastřešení 5.NP	- 169 -
Obr. 9.8 3D model budovy – LC8 – zatížení sněhem – zastřešení jádra	- 170 -
Obr. 9.9 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – sloupy	- 170 -
Obr. 9.10 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – jádro	- 171 -
Obr. 9.11 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – střecha	- 171 -
Obr. 9.12 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – střecha jádra	- 172 -
Obr. 9.13 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – sloupy	- 173 -
Obr. 9.14 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – jádro	- 174 -
Obr. 9.15 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – střecha	- 174 -
Obr. 9.16 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – střecha jádra	- 175 -
Obr. 9.17 Model schodiště – LC1 – zatížení stálé	- 175 -
Obr. 9.18 Model schodiště – LC2 – zatížení proměnné	- 176 -
Obr. 9.19 Model schodiště – LC3 – zatížení proměnné – levá podesta	- 176 -
Obr. 9.20 Model schodiště – LC4 – zatížení proměnné – schodišťové rameno	- 177 -
Obr. 9.21 Model schodiště – LC5 – zatížení proměnné – pravá podesta	- 177 -

1. Úvod

Návrh vícepodlažní budovy je úzce spjat s řešením problémů, které se naskytnou v průběhu návrhu. Cílem každého návrhu je vytvořit spolehlivou a únosnou konstrukci, která bude vyhovovat daným účelům. V průběhu minulého století se zásadně změnila problematika navrhování vícepodlažních budov. V minulosti často užívané masivní svislé nosné konstrukce ze zdiva, které byly používány u nízkopodlažních budov, již nevyhovovaly nárokům na bezpečnost a spolehlivost vícepodlažních budov. Z tohoto důvodu začaly odlehčené svislé nosné prvky z oceli nebo železobetonu nahrazovat masivní zděné nosné konstrukce, k čemuž přispěl také postupný vývoj stavebních materiálů. Zlepšení vlastností stavebních materiálů (zvýšení pevnosti betonu a betonářské výztuže) v současné době umožňuje přenášet větší vnitřní síly, než tomu bylo v minulosti.

V současnosti jsou navrhovány vícepodlažní budovy z několika konstrukčních prvků, které jsou z materiálů odlišných vlastností. Správným návrhem konstrukce by mělo být docíleno vzájemné interakce konstrukčních prvků s odlišnými vlastnostmi. Materiály se navzájem liší moduly pružnosti, odolností proti různým druhům zatížení, objemovou hmotností nebo tepelnou vodivostí. Nosné konstrukční prvky vícepodlažních budov navrhovaných v minulosti byly pouze z cihelného zdiva a tudíž materiálové vlastnosti a odezva vůči namáhání se od sebe téměř nelišily. Konstrukce ze zdiva měly také značnou akumulační schopnost, což bylo zapříčiněno nízkou hodnotou součinitele tepelné roztažnosti, díky čemuž bylo dosaženo menších namáhání vlivem teploty, než je tomu u současných konstrukcí. Současné konstrukce spřahující prvky vnitřní a obvodové jsou náchylnější na změny teploty než konstrukce zděné, u kterých bylo propojení vnitřních a obvodových prvků dáno umístěním příček. Tato skutečnost je dána větším tepelným odporem a vyšší hodnotou tepelné roztažnosti betonu a oceli.

Návrh budovy by měl zahrnovat všechna možná zatížení a jejich kombinace, která mohou na budovu v průběhu její životnosti působit. Mimořádná zatížení (seizmické účinky, účinky požáru a výbuchu, vlivy poddolování) jsou sice málo pravděpodobná, ale následky jejich působení mohou být fatální. Konstrukce by měla být navržena tak, aby byla zajištěna její únosnost i v případě lokálního porušení její nosné části.

Rozvoj výpočetní techniky umožnil také lépe zpracovávat výpočetní modely stavebních konstrukcí, zahrnovat vlivy geometrických a konstrukčních imperfekcí, nedokonalosti materiálů a především druhy zatížení a jejich vzájemné kombinace působící na konstrukci. Výsledkem statických výpočtů za pomoci výpočetní techniky jsou hodnoty deformací a vnitřních sil, které jsou důležité z hlediska návrhu nosných prvků. V minulosti byly svislé nosné konstrukce rozmístěny tak, aby bylo zajištěno rovnoměrné rozložení vnitřních sil v nosné konstrukci, k čemuž postačovaly jednoduché výpočetní postupy. Výpočetní technika v minulosti neumožňovala navrhovat složité konstrukční systémy.

Obvyklým cílem každého investora je navrhnout konstrukci efektivně a ušetřit tak co nejvíce finančních prostředků. Návrhem štíhlých nosných prvků lze uspořít stavební materiál, snížit celkovou výšku budovy, lépe využít vnitřní prostory či snížit náklady na samotný provoz objektu.

2. Cíl práce

Hlavním cílem této diplomové práce bylo navrhnout vhodný nosný systém vícepodlažní budovy o pěti nadzemních podlažích, která se nachází v libovolně zvolené lokalitě. Půdorysné rozměry objektu činily 36 x 24m. Maximální rozpětí svislých nosných prvků bylo 6m. Statické posouzení všech nosných prvků na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti bylo provedeno dle platných norem ČSN EN [1], [2], [3] a [4]. Výpočetní model navržené budovy a výpočet vnitřních sil byl realizován ve velké míře v programu Scia Engineer 2013. Některé posudky však byly provedeny formou ručního výpočtu.

Součástí diplomové práce byla také krátká rešerše, pojednávající o problematice navrhování vícepodlažních budov. Další část práce byla věnována vývoji výškových a vícepodlažních budov v České Republice. Rozdělení konstrukčních systémů vícepodlažních budov a jejich postupný vývoj, bylo nedílnou součástí této práce.

2.1 Rozsah práce

Diplomová práce byla rozdělena do několika kapitol a podkapitol. Úvodní kapitola je zaměřena na problematiku navrhování vícepodlažních budov. Ve třetí kapitole jsou podrobně popsány konstrukční systémy vícepodlažních budov. Kapitola 4 pojednává o vývoji vícepodlažních budov v České Republice. V kapitole 5 je podrobně popsán návrh vícepodlažní budovy, volba statického systému či vývoj dispozičního řešení. V jednotlivých podkapitolách je proveden výpočet zatížení, která působí na navrženou budovu. Kapitola 6 obsahuje posouzení všech prvků na mezní stav únosnosti. V kapitole 7 jsou uvedena posouzení prvků na mezní stav použitelnosti. V příloze jsou uvedeny všechny zatěžovací stavy, které byly vytvořeny v programu Scia Engineer 2013.

3. Konstrukční systémy vícepodlažních budov

Konstrukční systémy vícepodlažních budov jsou charakterizovány zejména svislými nosnými konstrukcemi. Svislé nosné konstrukce přenáší zatížení do základové půdy a zabezpečují stabilitu celého objektu. Vodorovné (stropní) konstrukce přenáší zatížení jednotlivých podlaží do svislých nosných konstrukcí (stěn, sloupů) a zajišťují jejich spolupůsobení. Vodorovné konstrukce nemají rozhodující vliv na chování celého systému, proto je nejdůležitějším faktorem druh svislé konstrukce a její půdorysné uspořádání.

Mezi důležité aspekty ovlivňující volbu konstrukčního systému patří půdorysný tvar objektu a jeho prostorové uspořádání, výška budovy, konstrukční výšky podlaží, rozpětí stropních konstrukcí, základové podmínky, volba materiálu, požární bezpečnost, technologický postup výstavby, architektonické požadavky, energetická náročnost objektu, předpokládaná životnost budovy nebo investiční a provozní náklady.

V minulosti bylo jedinou variantou konstrukčního uspořádání umístění nosných svislých prvků v podélném směru, na kterých byly příčně umístěny stropní konstrukce. Postupem času a s vývojem stavebních materiálů docházelo ke snižování hmotnosti konstrukce a zvětšování výšky budov. Z původních masivních a nízkých konstrukčních systémů se vyvinuly systémy umožňující realizovat vícepatrové budovy. S rostoucí výškou stavebních objektů se také objevily nové problémy. U nízkých budov způsobuje vnější zatížení tlakové namáhání svislých prvků a konstrukce odolává tomuto zatížení pouze vlastní tíhou. Vícepodlažní budovy musí s rostoucí výškou odolávat většímu vodorovnému zatížení, při kterém vznikají ohybové momenty, zatímco svislé účinky mohou klesat a může docházet nejen k tlakovým, ale také k tahovým namáháním svislých nosných konstrukcí. Tahová namáhání mohou být přenášena pouze ocelovými nebo železobetonovými svislými prvky. U vícepatrových budov tedy kromě vlastní hmotnosti svislých prvků hraje významnou roli i jejich prostorové uspořádání, které rozhoduje o jejich namáhání.

Svislé prvky se v konstrukci dělí na prvky přenášející zatížení ze stropních konstrukcí a na prvky zajišťující ztužení budovy (spřažené, výztužné prvky) proti vodorovnému zatížení. Prvky, které nejsou spřažené, pouze podporují stropní konstrukce, jelikož se vyznačují malou ohybovou tuhostí. Spřahující prvky se musí rozmístit tak, aby půdorysné uspořádání konstrukce bylo souměrné podle obou os budovy (příčné i podélné). S rostoucí výškou budovy tento požadavek nabývá na významu. Pokud neprochází výslednice zatížení od větru těžištěm

ztužujících sestav, působí na konstrukci další namáhání a dochází ke kroucení konstrukce. Prvky zajišťující ztužení budovy zabraňují volné deformaci stropních konstrukcí vlivem působení teploty a smršťování. Ztužující prvky by tak měly být umístovány v blízkosti těžiště stropní konstrukce. Neměly by se umísťovat v oblasti štítových stěn. Nevýhodné je umístění ztužujících sestav v obvodové části budovy. Teplota svislého prvku by byla ovlivněna venkovní teplotou, která by se tak lišila v jednotlivých ročních obdobích oproti teplotě svislých prvků rozmístěných uvnitř budovy. Spřažené prvky by byly vystaveny značnému namáhání vlivem odlišné teplotní deformace. Naopak u výškových budov by měly být ztužující prvky rozmístěny co nejdále od těžiště budovy. Umístěním do obvodového pláště by se zvýšila odolnost konstrukce proti zatížení větrem. Smršťování betonu může být také zdrojem objemových změn železobetonových prvků. Jsou-li ztužující prvky umístěny v obvodových částech budovy, může být dosaženo velkého namáhání a značným deformacím.

3.1 Spolupůsobení konstrukčních prvků

Působením zatížení je dosaženo redistribuce namáhání z prvků zatížených, do prvků, které původně nebyly vystaveny zatížení. V praxi to znamená, že není důležité, zdali má prvek funkci nosnou nebo dělicí či izolační. Míra redistribuce je závislá nejen na tuhostech prvků a vlastnostech vazeb, které je spojují, ale také na vlastnostech vodorovných prvků spojující svislé prvky a na výšce budovy. Čím je budova konstrukce vyšší, tím více vzrůstá míra spolupůsobení. Spolupůsobením prvků nosné konstrukce dochází ke snižování velikosti vnitřních sil a k vyrovnávání namáhání jednotlivých částí konstrukce.

Stěnové systémy jsou staticky výhodnější než systémy sloupové, protože lépe přenáší účinky vnitřních sil (normálové síly, ohybové momenty) při působení svislého i vodorovného zatížení. Sloupové systémy se proto vzájemně spřahují nebo kombinují se stěnami.

Spřažení svislých prvků má příznivý vliv na svislé i vodorovné zatížení. Omezení maximálních normálových napětí je docíleno lepším využitím materiálu a vyrovnáváním normálových napětí. V praxi se užívá spřažení dokonalé a nulové. Při dokonalém spřažení se spolupůsobící prvky chovají v konstrukci jako jeden prvek, přičemž dokonalé tuhosti nelze nikdy dosáhnout, což je zapříčiněno vlastnostmi materiálů. Spolupůsobení svislých prvků je ovlivněno nejen tuhostí vazeb svislých prvků, ale i tuhostí vodorovných vazeb a tuhostí k nim připojovaných svislých prvků. Namáháním vazeb vznikají smykové síly. Pokud je uvažováno dokonalé spřažení, tak s rostoucí výškou konstrukce klesá lineárně namáhání vazeb.

V případě nedokonalého spřažení je průběh smykových sil po výšce konstrukce rozdělen nerovnoměrně. Působením vodorovného zatížení klesají nelineárně maximální hodnoty normálových napětí. V praxi se proto tuhosti spřažení navrhuji na přijatelnou míru normálových napětí a zároveň jsou omezena nežádoucí namáhání spřahujících prvků vlivem objemových změn. Zavedením maximální tuhosti by mohlo dojít k nežádoucímu překročení únosnosti těchto prvků vlivem objemových změn.

Působením vodorovného zatížení na stěnové konstrukce vznikají velká smyková a ohybová namáhání. Naopak u sloupových (prutových) konstrukcí je vliv smykových namáhání zanedbatelný a projeví se pouze ohyb. Vodorovné deformace vznikající spřažením stěnových a sloupových (prutových) svislých prvků jsou stejné. Prvky s vyšší tuhostí však mají vliv na tvar průhybové čáry, a proto vodorovné zatížení působí nerovnoměrně na svislé prvky po výšce konstrukce.

Spřažení lze konstrukčně dosáhnout několika způsoby. Příkladem je použití dostatečně tuhé stropní konstrukce. Požadovaná tuhost je splněna u železobetonových monolitických konstrukcí, v případě stropů železobetonových prefabrikovaných a ocelových je nutné zajistit tuhost konstrukčním řešením. Další možností je vložení tuhých trámů nebo průvlaků mezi sloupy, přičemž je dosaženo rámového spojení, které přenáší smykové síly při vodorovném působení zatížení. Zvyšuje se také ohybová tuhost a snižují deformace a namáhání. Spřažení lze také zajistit šikmými pruty, kdy vznikají příhradové soustavy. Dokonalého spřažení nelze nikdy dosáhnout, protože šikmé pruty se působením smykových sil prodlužují a zkracují, rámové soustavy se prohýbají. Tato skutečnost je dána prokluzem mezi spřaženými sloupy a dochází ke ztrátě smykových sil ve spoji. Velké tuhosti a účinnosti způsobující malý prokluz může být dosaženo tzv. diafragmaty, což jsou speciální plošné prvky.

3.2 Klasifikace konstrukčních systémů

Konstrukční systémy vícepodlažních budov se třídí podle několika kritérií. Podle prostorového uspořádání svislých nosných prvků ve vztahu k osám objektu rozeznáváme systémy příčné, podélné, obousměrné a jádrové.

Podle funkčního uspořádání svislých nosných prvků rozeznáváme systémy stěnové, skeletové (sloupové) a kombinované.

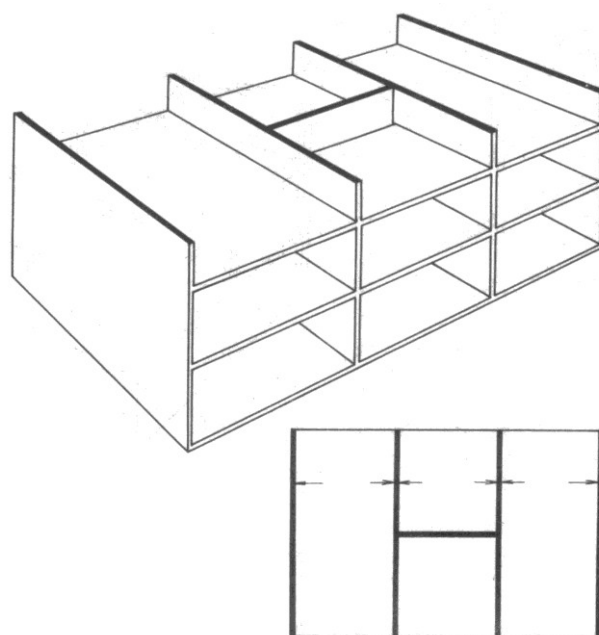
Konstrukční systémy se také rozlišují podle použité stavební technologie (systémy monolitické, prefabrikované, zděné či kombinované), podle použitého konstrukčního materiálu (železobetonové, ocelové, dřevěné, zděné nebo kombinované) a podle způsobu spřažení svislých prvků nosné konstrukce.

3.3 Stěnové systémy

Účinky vodorovných sil od působení větru a zatížení stropních konstrukcí jsou přenášeny do základů nosnými stěnami. Jsou-li nosné stěny uspořádány rovnoběžně s její podélnou osou, tvoří podélný stěnový systém. Stropní konstrukce podélného stěnového systému jsou ukládány kolmo k podélné ose budovy a společně s výztužnými příčnými stěnami zajišťují tuhost v příčném směru. Předností tohoto systému je variabilita půdorysu a dispoziční volnost. Z důvodu nízké tuhosti je systém vhodný pouze pro nižší objekty, nevýhodou je také masivní provedení fasády. Podélné stěnové systémy se provádějí z cihel nebo tvárnic.

V případě příčného uspořádání nosných stěn (kolmo k podélné ose budovy) se stropní konstrukce ukládají v podélném směru a společně s výztužnými stěnami také zajišťují tuhost. Výhodou tohoto systému je statické působení a větší prostorová tuhost ve srovnání s podélným systémem, a proto se používá pro vyšší objekty. Naopak nevýhodou je omezená variabilita a menší dispoziční volnost. Příčné stěnové systémy se realizují jako zděné, monolitické či montované z prefabrikovaných dílců.

Obousměrný stěnový systém se vyznačuje uspořádáním nosných stěn v příčném i podélném směru. Stejně tak stropní konstrukce mohou být uloženy v obou směrech. Tento stěnový systém se vyznačuje velkou prostorovou tuhostí a využívá se pro výškové budovy. Nevýhodou je omezená variabilita. Obousměrné stěnové systémy bývají prováděny z monolitického betonu, železobetonu nebo prefabrikovaných dílců.



Obr. 3.1 Příčný stěnový systém

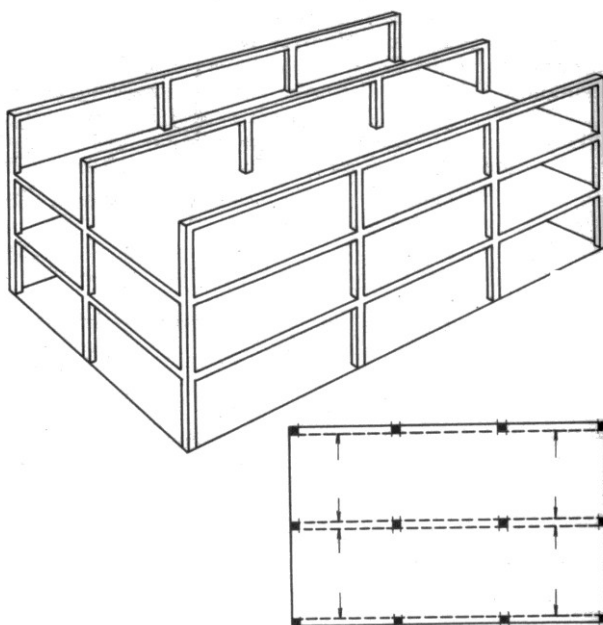
3.4 Skeletové (sloupové) systémy

Skeletové systémy se vyvinuly ze systémů stěnových, přičemž nosnou funkci přebírají sloupy. Nenosné stěny přebírají funkce izolační a dělicí. Prostřednictvím rámových příčlí, hlavic nebo bodově je přenášeno zatížení ze střešních a stropních konstrukcí do sloupů. Sloupy nebo ztužující stěny také přenášejí vodorovná zatížení od větru. Oproti stěnovému systému je skeletový systém méně tuhý, jeho výhodou je větší dispoziční volnost a nižší hmotnost. Sloupy se provádějí z materiálů s vysokou únosností (ocel, beton, železobeton).

Rámové (průvlakové) skelety jsou tvořeny dvěma sloupy a rámovou příčlí (průvlakem), které mohou být jedno i vícepodlažní. Podle prostorového uspořádání rámu rozeznáváme rámy příčné, podélné a obousměrné. Podélné rámy jsou umístěny rovnoběžně s podélnou osou budovy. Předností je možnost vedení instalačních rozvodů pod stropy. Nevýhodou je omezení ztvárnění průčelí a nízká prostorová tuhost, kterou lze zvýšit výztužnými stěnami. Podélné rámy se proto uvažují pouze u nízkopodlažních budov.

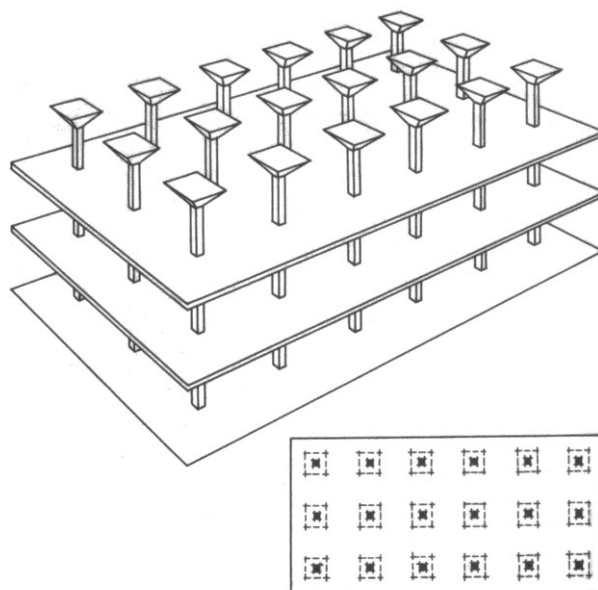
U příčných rámu jsou průvlaky umístěny kolmo k podélné ose budovy. Výhodou je vyšší prostorová tuhost, možnost použití u vícepodlažních budov a různorodé ztvárnění průčelí. Nevýhodou je komplikované vedení instalačních rozvodů pod stropy.

V případě obousměrných rámu jsou průvlaky rozmístěny ve směru příčné i podélné osy budovy a objekty se tak vyznačují velkou tuhostí. Obousměrné rámové konstrukce se používají na výškové budovy, které jsou namáhány velkým vodorovným zatížením (větrem) a budovy umístěné v poddolovaném území nebo seizmických oblastech.



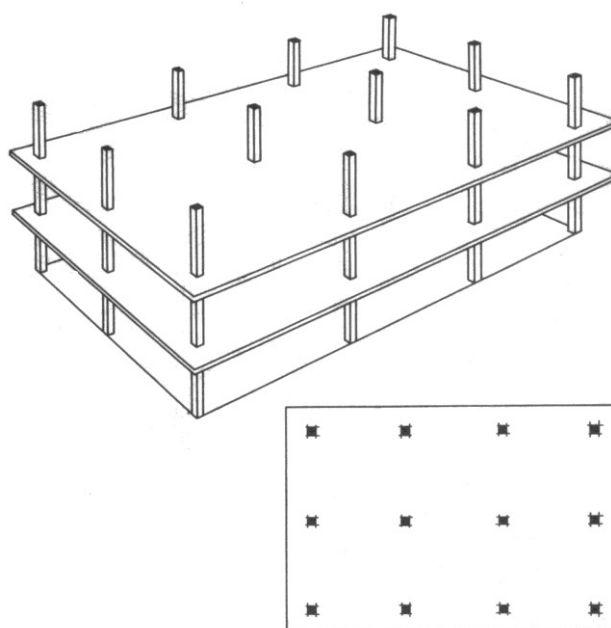
Obr. 3.2 Skeletový systém s podélnými rámy

U skeletových hlavicových (hřibových) konstrukcí je přenášeno zatížení do sloupů prostřednictvím sloupových hlavic. Hřibová hlavice zkracuje účinné rozpětí spojitě desky, které je menší než osová vzdálenost sloupů a chrání desku proti propíchnutí. Výhodou je příznivé rozdělení napětí v desce a velká únosnost. Je důležité, aby stropní deska probíhala spojitě minimálně přes tři pole a aby podporující sloupy tvořily pravidelnou pravoúhlou síť s pokud možno stejnými osovými vzdálenostmi v obou směrech. Hlavicové skelety se používají na budovy s velkým zatížením stropů (průmyslové budovy, skladiště). Nevýhodou jsou v podhledu viditelné hlavice a komplikované vedení instalačních rozvodů.



Obr. 3.3 Hlavicový (hřibový) skelet

U deskových (bezhlavicových) skeletů je stropní konstrukce podporována přímo sloupy a hrozí tak propíchnutí desky sloupem. Při větších užitných zatíženích je nutno vyztužit desku v oblasti sloupu ocelovou nebo předpjatou hlavici. Touto úpravou vznikne stropní deska se skrytými hlavicemi. Deskové skelety se používají u málo zatížených stropních konstrukcích (školní, obytné budovy), protože se vyznačují malou tuhostí. Mezi přednosti patří možnost obousměrného vedení instalačních rozvodů a rovný podhled sloupů.

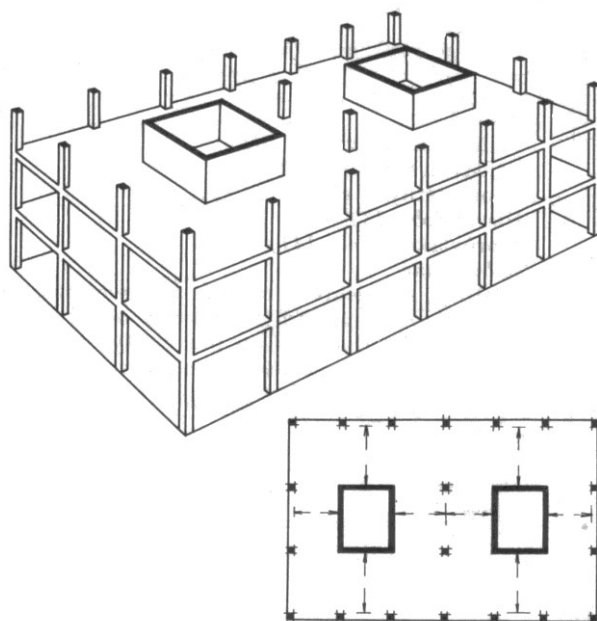


Obr. 3.4 Deskový skelet

3.5 Kombinované systémy

Kombinované systémy se vyznačují velkou tuhostí, malou hmotností a prostorovou variabilitou, která je dána vhodnou kombinací sloupů a nosných stěn. Stěny jsou navrženy u výtahů, schodišť a ve štítech, zatímco sloupy se umísťují tak, aby co nejvíce uvolnily vnitřní prostor. Vzájemné spolupůsobení sloupů a stěn je zajištěno stropními tabulemi. Nosné stěny zajišťují prostorovou tuhost (přenos svislých a vodorovných zatížení) a funkci tepelně a zvukově izolační, sloupy slouží pro přenos svislých zatížení. Tento systém je výhodný u výškových budov a budov umístěných na poddolovaném území. Výhodou je také velké množství různých konstrukčních variant.

Kombinované systémy se provádějí jako monolitické, montované či zděné. Na obrázku 3.5 je zobrazen skeletový konstrukční systém kombinovaný s nosnými stěnovými jádry.

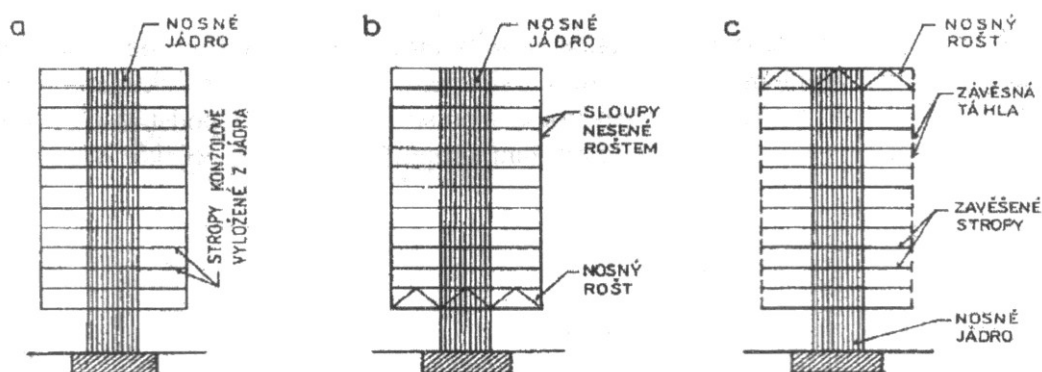


Obr. 3.5 Skeletový konstrukční systém kombinovaný se stěnovými jádry

3.6 Jádrové systémy

Jádrové konstrukční systémy jsou charakterizovány přenosem zatížení prostřednictvím tuhého jádra, ve kterém je soustředěna hmota. Vnitřní jádro přenáší zatížení ze všech podlaží, střechy, od vodorovného zatížení větrem a zajišťuje prostorovou tuhost budovy. Soustředěním hmoty do jádra však není zajištěna velká tuhost, jelikož velké síly, které v ní vznikají, pracují na malých ramenech. Důsledkem toho vzrůstají hodnoty napětí a deformací dané neefektivním přenosem vodorovného zatížení. Tahové síly vznikající v betonovém jádru a základové spáře jsou nežádoucí. Možným řešením těchto problémů je zvětšení rozměrů jádra nebo konstrukční úprava.

V jádru mohou být umístěny výtahy nebo schodiště, které je výhodné oddělit od ostatního provozu budovy. Zejména se jedná o provozy, které je vhodné oddělit tepelně, hlukově a provozy nevyžadující větrání a osvětlení. Předností jádrových systémů je možnost výrazného architektonického ztvárnění budov a možnost založení ve složitém prostředí. Jádrové systémy bývají užívány u výškových budov kruhových či čtvercových půdorysů. Na obrázku 3.6 jsou zobrazena možná řešení budov s nosnými jádry.



Obr. 3.6 Budovy s nosným jádrem

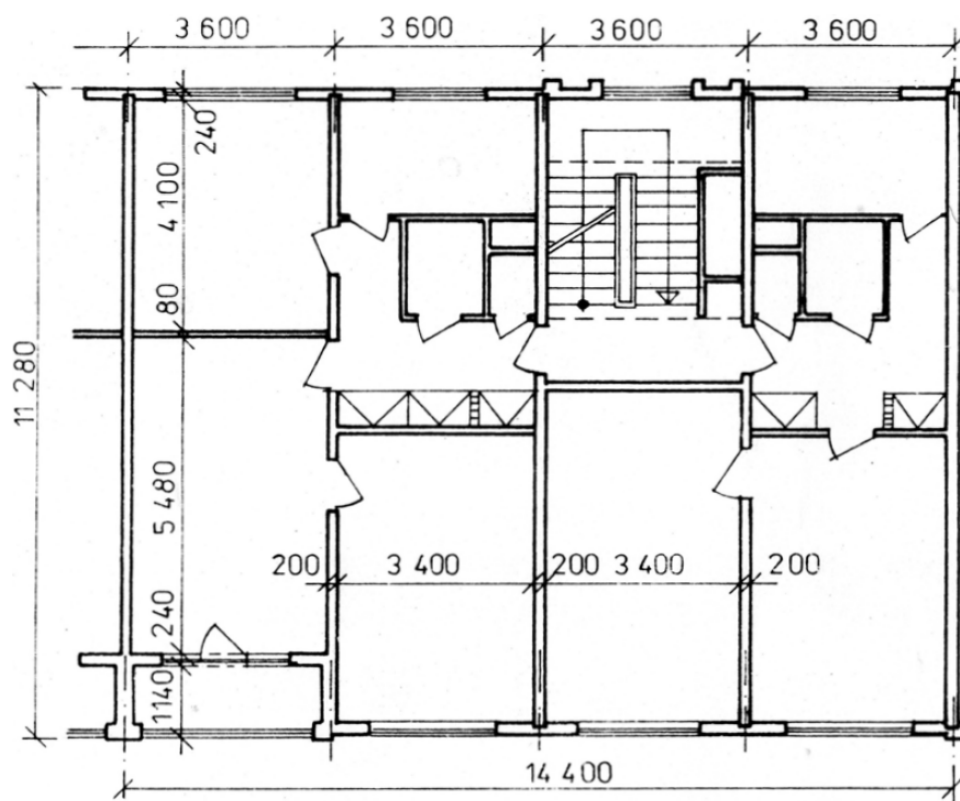
4. Historie a vývoj výškových a vícepodlažních budov v ČR

V 50. letech minulého století se u nás začaly stavět vícepodlažní budovy z velkoplošných panelových dílců. Rozměry stěnových a stropních panelů byly limitovány mechanickými vlastnostmi použitého stavebního materiálu a nosností zvedacích zařízení. Panely se vyráběly z prostého betonu, pórobetonu, železobetonu nebo z keramických tvárnic. Další možností bylo použití několika konstrukčních materiálů a vytvoření sendvičového panelu. Alternativní možností ke stěnovým panelům byly montované železobetonové skelety, které se nejvíce používaly v 80. letech minulého století.

4.1 Vývoj konstrukčních soustav panelové bytové výstavby

Pro výstavbu bytů v panelových bytových domech sloužily tzv. typové podklady, které obsahovaly část závaznou a část směrnou. Závaznou část, podle které se rozlišovaly jednotlivé konstrukční soustavy, tvořily konstrukční prvky pro nosné a vodorovné konstrukce. Část směrná se týkala obvodových plášťů panelových domů a odvíjela se na základě materiálové základny našich krajů. V různých částech našeho území proto vznikaly tzv. krajové varianty. Aby mohl být konstrukční systém hromadně vyráběn, bylo zapotřebí vytvořit tzv. nultou sérii, která však ověřovala pouze nosnou funkci budovy. Nevýhodou těchto „nultých sérií“ bylo po všech stránkách nedostatečné ověření dlouhodobého chování konstrukčních soustav.

Prvním prototypem panelové bytové výstavby byla soustav G40, která byla realizována jako pětipodlažní objekt v roce 1953. V průběhu několika let byly vyvinuty v Gottwaldově další varianty bytových domů G-55, G-56 a G-57, které se v různých obměnách používaly na celém území. Typ G-57 se vyznačoval nosnými příčnými panely s krátkým rozponem 3,6m ze struskopemzobetonu a obvodovými panely z téhož materiálu, ale menší hmotnosti. Ztužení v podélném směru bylo zajištěno podélnými stěnami. Z důvodu nedostatečné tepelné ochrany (tloušťka 240mm) byla vytvořena modifikovaná varianta G-57A s obvodovými panely tloušťky 300mm. Příčné nosné panely byly navrženy z těžkého betonu tloušťky 170mm, místo původních 200mm. Konstrukční výška podlaží činila 2,7m. Stropní konstrukci tvořily železobetonové panely tloušťky 100mm. Typ G-57 měl maximálně 10 nadzemních podlaží. Střešní konstrukce byla dvouplošná.



Obr. 4.1 Typ G-57 - dispozice



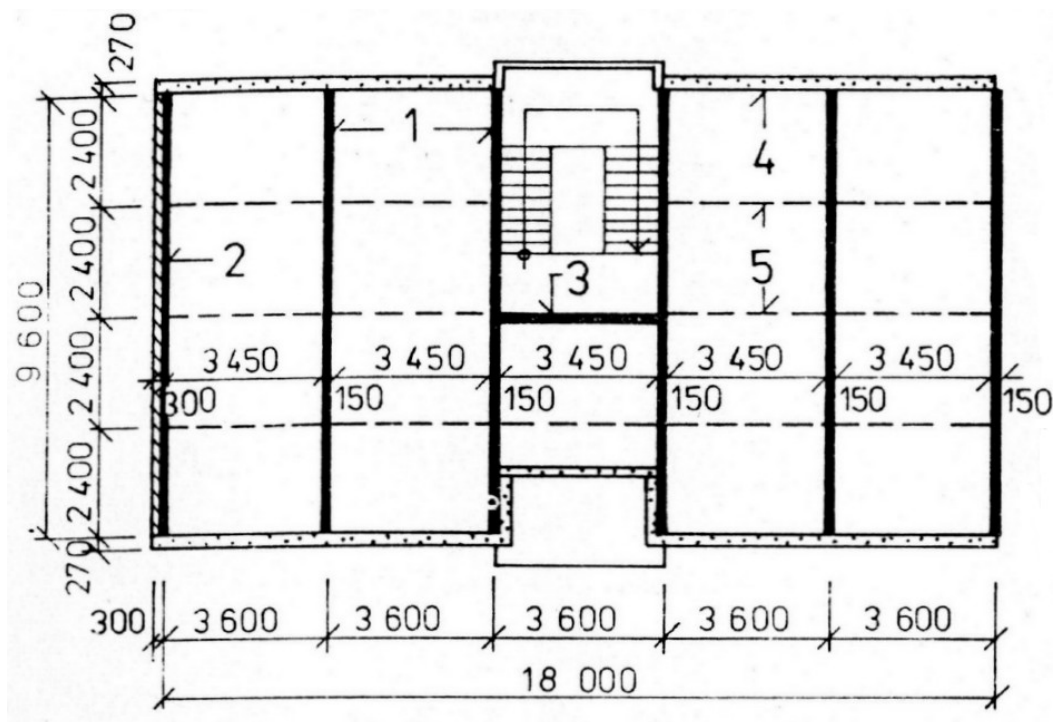
Obr. 4.2 Typ G-57

Podle typu G-57 byly vyvinuty různé krajské varianty. Pro ostravskou oblast byla vyvinuta v 60. letech varianta GOS 64, která byla určena pro výstavbu bytů v oblastech s důlními vlivy. Varianta GOS 64 měla až 12 nadzemních podlaží. Zkoušely se také typy se středním rozponem 6,0m.



Obr. 4.3 Typ GOS 64

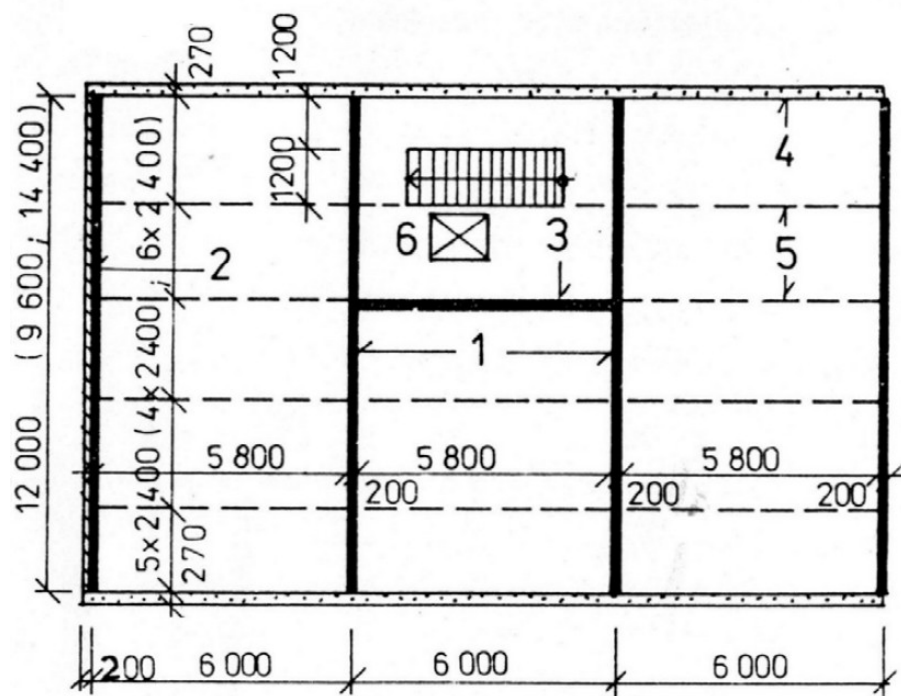
Podkladem pro celostátní typ T-06B, T-07B a T-08B sloužil typ G-57. Vycházelo se tak z dosavadních zkušeností a poznatků získaných vytvořením experimentálních staveb. Tyto nové typy budov s krátkým a středním rozponem 3,6m (T-06B) až 6,0m (T-08B) o maximálně 15 podlažích umožňovaly realizovat stavby s vyšší technicko-ekonomickou úrovní a postupně měly nahrazovat typ G-57. Z konstrukčního hlediska se jednalo o příčný nosný systém s podélně ztužujícími vnitřními stěnami. Problémy s výrobou stropních panelů se skladebným rozponem 6,0m však zapříčinily pomalý rozvoj těchto budov. Konstrukční výška podlaží činila 2,8m, obvodový plášť měl tloušťku 200-300mm s tepelnou izolací 80mm. Vnitřní nosné stěny byly ze železobetonu o tloušťce 150mm (T-06B) nebo 200mm (T-08B). U varianty T-06B byla stropní konstrukce tvořena železobetonovými stropními panely tloušťky 120mm až 150mm. V případě varianty T-08B byly stropní panely železobetonové dutinové z předem předpjatého betonu o tloušťce 200mm. Mezi schodišťovými rameny byla často umístěna výtahová šachta. Střešní konstrukce byla dvouplášťová.



Obr. 4.4 Typ T-06B – dispozice



Obr. 4.5 Typ T-06B



Obr. 4.6 Typ T-08B – dispozice

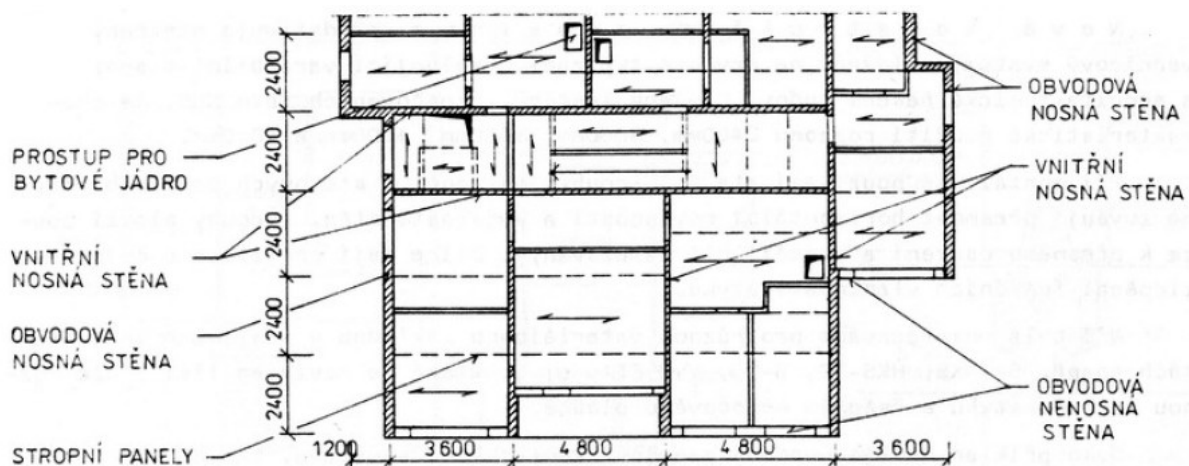


Obr. 4.7 Typ T-08B

V 70. letech byly vytvořeny předpoklady pro jednotný a technologický rozvoj výstavby, založený na perspektivních konstrukcích a výrobcích, úspoře hmotnosti a pracovní síle. Cílem bylo vyvinout novou konstrukční soustavu NKS, která by tyto požadavky splňovala. Již v roce 1972 byly schváleny typové podklady stavebních panelových soustav B 70, B 70 - 360, BA-NKS, HKS-70, NKS-70, NKS-G, LARSEN + NIELSEN, VVÚ-ETA a PS-69. V pozdějších letech byly vyvinuty také krajské varianty.

Pro nové panelové konstrukční soustavy byly charakteristické společné znaky, které zajišťovaly vyšší kvalitativní úroveň ve srovnání se stavbami dosud realizovanými. Ve směru podélném i příčném bylo možné zvolit odlišné rozpětí, což umožnilo kvalitnější dispoziční řešení. Náročnější tvarování, profilování čel a ložných ploch nosných stěnových a stropních panelů umožnilo vytvářet tužší spojení prvků. Složitější tvarování ložných ploch obvodových panelů pro vytváření zalomených vodorovných spár s bezpečným krytím proti dešťové vodě, s možností vytváření tzv. otevřených i uzavřených horizontálních spár. Tvarování a profilování svislých bočních ploch obvodových panelů s vytvořením drážek a ozubů pro uložení těsnění svislých spár umožnilo řešení otevřených i uzavřených svislých spár v obvodovém plášti. U většiny konstrukčních soustav se při montáži stěnových panelů uplatnily stavěcí šrouby – fixátory. Použitím ocelových ok, závlačí či příložek a kotevních destiček bylo možné kvalitněji spojit stěnové a stropní panely.

Soustava BP-70-OS byla původně ostravská varianta řady BP 70. Tyto objekty blokopanelové zástavby s maximálním počtem až dvanácti podlaží a s rozponem 2,4m až 3,6m byly realizovány v letech 1970-83. Nosná konstrukce tvořená stěnovými příčnými a podélnými panely měla tloušťku 200mm, obvodový plášť byl ze struskopemzobetonových panelů tloušťky 375mm, včetně tepelné izolace tloušťky 80mm. Stropní konstrukce byla ze železobetonových dutinových stropních panelů tloušťky 215mm. Konstrukční výška jednoho podlaží činila 2,9m. Bytové ložnice byly předsazené, tloušťka ložnicové stěny byla 375mm a 200mm, střešní konstrukce byla jednoplašťová.



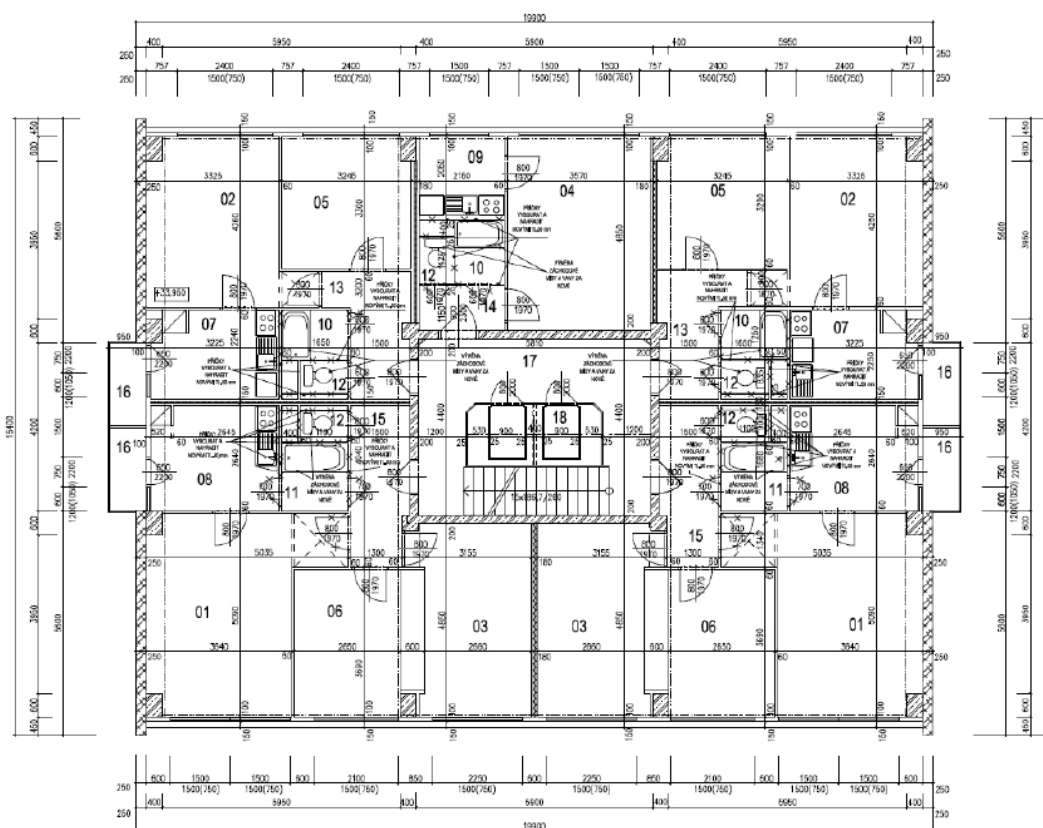
Obr. 4.8 Typ BP-70-OS - dispozice



Obr. 4.9 Typ BP-70-OS

Věžová soustava VOS byla vyvinuta v roce 1963 pro věžové bytové stavby na poddolovaném území v ostravském regionu. Obecně lze tuto soustavu charakterizovat jako panelový systém příčných nosných a výztužných podélných stěn s tuhým monolitickým železobetonovým komunikačním jádrem a připojeným obvodovým monolitickým skeletem. Hlavní nosný prvek objektu byl tvořen monolitickým železobetonovým jádrem, do kterého byly vetknuty železobetonové prefabrikované průvlaky, které byly po obvodě neseny prefabrikovanými sloupy. První domy tohoto typu o maximálně sedmnácti nadzemních podlažích byly realizovány v Ostravě-Porubě v letech 1964-1965. Rozpony příčných nosných

a výztužných podélných stěn byly 2,4m, 3,6m a 4,8m. Železobetonové monolitické stěny měly tloušťku 200mm (jádro), stěnové železobetonové panely měly tloušťku 150mm až 180mm, obvodový plášť pak 250mm včetně tepelné izolace. Piliře byly obdélníkového tvaru o rozměrech 400mm x 600mm. Stropní konstrukce byly z předpjatých železobetonových panelů PPD tloušťky 300mm. Konstrukční výška jednoho podlaží činila 2,8m. Střešní konstrukce byla dvouplášťová.



Obr. 4.10 Typ VOS - dispozice

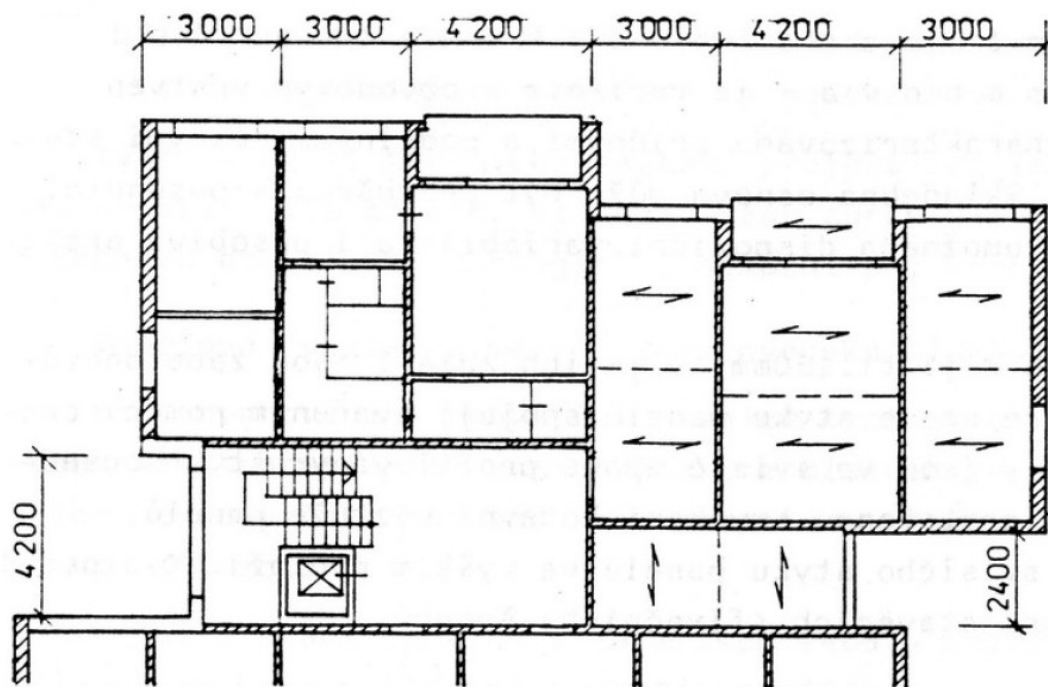


Obr. 4.11 Typ VOS

Vydáním nové tepelně technické normy 1.1.1979 došlo ke zpřísnění tepelně technických požadavků na obvodové stěny, ploché střechy a vnitřní konstrukce. V následujících letech byla provedena revize stávajících bytových soustav, aby těmto požadavkům vyhověly. V 80. letech byly vytvořeny soustavy P1.1, které vycházely z jednotného kmenového typového podkladu konstrukčních soustav malorozponových (do 4,8m). Od konstrukční soustavy P1.1 byly odvozeny soustavy P1.11, P1.12, P1.13, P1.14 BA, P.15 BA a další, které se vyznačovaly stejnými charakteristickými rysy. Jednotlivé konstrukční soustavy se vzájemně lišily např. pouze různou dispoziční skladbou, řešením obvodových plášťů apod.

Např. konstrukční soustava P1.12 byla řešena jako systém podélných a příčných nosných stěn v násobném modulu 600mm. V soustavě se uplatnily tři rozpory vnitřních nosných stěn 2,4m, 3,0m a 4,2m, které se rovnaly délkám stropních panelů. Objekt mohl mít maximálně 12 nadzemních podlaží. Panely vnitřních nosných stěn byly železobetonové, tloušťky 150mm. Vyráběly se v délkách 1,8m až 5,4m, odstupňovaných po 600mm. Při montáži stěn se používaly stavěcí šrouby. Panely štitových obvodových stěn byly řešeny jako vícevrstvé, tloušťky 300mm. Železobetonová stěna byla tlustá 150mm, tepelná izolace 80mm

a vnější železobetonová deska s povrchovou fasádní úpravou měla tloušťku 70mm. Panely průčelních obvodových stěn byly jednovrstvé, keramzitobetonové, tloušťky 300mm se stejnou obvodovou fasádní úpravou jako panely štítové. Stropní panely byly železobetonové, tloušťky 150mm. Jejich skladebné délky odpovídaly rozponům vnitřních nosných stěn. Konstruktivní výška podlaží činila 2,8m. Střešní konstrukci tvořila jednoplášťová plochá střecha.



Obr. 4.12 Typ P1.11 - dispozice



Obr. 4.13 Typ P1.11

Mezi nové konstrukční soustavy se řadil také typ VVÚ ETA, což byl příčný nosný panelový systém s rozpory 3,0 až 6,0m. Objekt mohl mít maximálně 12 nadzemních podlaží. Konstrukční řešení této panelové soustavy se lišilo od malorozponových soustav odlišným řešením spojů mezi stěnovými panely. Panely svislých nosných stěn byly železobetonové o tloušťce 190mm. Štítové nosné panely byly vícevrstvé, o tloušťce 290mm. Skládaly se ze železobetonu tloušťky 150mm, tepelné izolace tloušťky 80mm a 60mm tlusté vnější železobetonové desky s povrchovou fasádní úpravou. Parapetní a celostěnové fasádní panely nenosné byly také vrstvené o celkové tloušťce 240mm. Skládaly se ze železobetonu tloušťky 100mm, tepelné izolace tloušťky 80mm a 60mm tlusté železobetonové desky s povrchovou úpravou. Stropní panely byly dutinové o tloušťce 190mm v délkách 3,0m až 6,0m. Panely délky 3,0m byly nepředpínané, panely 6,0m dlouhé byly předpínané. Konstrukční výška podlaží činila 2,8m. Střešní konstrukci mohla tvořit jednoplášťová či dvouplášťová plochá střecha.



Obr. 4.14 Typ VVÚ ETA

4.2 Montované železobetonové skelety

Jak již bylo řečeno v úvodu této kapitoly, v 80. letech byly u nás nejvíce užívány stavebnicové soustavy železobetonových průvlakových montovaných skeletů, které byly řešeny na stejném konstrukčním principu. První kategorii tvořil lehký skelet S1.1-STÚ. Nosná konstrukce lehkého skeletu byla tvořena tyčovými sloupy a průběžnými plochými průvlaky, které měly výšku shodnou s výškou stropních panelů. Rozpony ve směru průvlaků byly 2,4m až 7,2m, ve směru stropních panelů až 7,2m. Vyložení konzoly bylo maximálně 1,2m. Sloupy byly jednopodlažní o průřezu 400mm x 400mm nebo 400mm x 600mm. Plošné průvlaky měly průřez 1200mm x 250mm. Stropní panely byly železobetonové dutinové o tloušťce 250mm a šířce 0,6m až 2,4m. V případě vyztužení pomocí stěn bylo možné navrhnout skelet až s 8 nadzemními podlažími. Nosná konstrukce mohla být v budově orientována ve směru příčném i podélném. Konstrukční výšky podlaží byly v rozmezí 3,0m až 4,2m. Montované skelety byly realizovány na Moravě ve formě konstrukční soustavy MS-OB a jako soustava MS-71 v Čechách.

Druhou kategorii tvořil střední skelet S1.2-STÚ. Nosná konstrukce středního skeletu byla tvořena sloupy a tyčovými průvlaky. Rozpony ve směru průvlaků byly 3,0m až 7,2m, ve směru stropních panelů v rozmezí 2,4m až 12m. Vyložení konzoly bylo maximálně 1,9m. Sloupy byly jednopodlažní o průřezu 400mm x 400mm nebo 400mm x 600mm. Průvlaky měly průřez 400mm x 450mm ve tvaru obráceného T s přírubami šířky 100mm. Stropní panely mohly být železobetonové dutinové o tloušťce 250mm a šířce 0,6m až 2,4m. Další možností bylo použití předepjatých dutinových panelů Spiroll tloušťky 250 či 300mm o šířce 1,2m. Poslední variantou byly železobetonové žebrové panely průřezu TT tloušťky 450mm o šířce 1,5m až 2,4m. V závislosti na rozpětí konstrukce bylo možné navrhnout skelet až s 10 nadzemními podlažími. Tuhost konstrukce byla zajištěna ztužujícími stěnami tloušťky 200mm nebo ztužidly o rozměrech 300mm x 450mm, která se umísťovala kolmo na rámy po obvodu stropní konstrukce. Nosná konstrukce mohla být v budově orientována v obou směrech. Konstrukční výšky podlaží byly v rozmezí 2,7m až 6,0m.

Třetí kategorii tvořil těžký skelet S1.3-STÚ. Nosná konstrukce těžkého skeletu byla tvořena sloupy a průvlaky stykovanými v ose sloupů. Rozpony ve směru průvlaků byly 3,0m až 9,0m, ve směru stropních panelů v rozmezí 6,0m až 18m. Sloupy byly jednopodlažní o průřezu 400mm x 600mm nebo 400mm x 900mm. Průvlaky do rozpětí 7,2m měly průřez 400mm x 600mm ve tvaru obráceného T s přírubami šířky 150mm, pro rozpětí 9,0m měly průřez i s přírubami o výšce 900mm. Stropní panely se ukládaly na příruby průvlaků a mohly být použity předepjaté dutinové panely Spiroll tloušťky 300mm nebo předepjaté žebrové panely průřezu TT tloušťky 600mm. V závislosti na rozpětí konstrukce bylo možné navrhnout skelet až s 10 nadzemními podlažími. Tuhost konstrukce byla zajištěna ztužujícími stěnami nebo ztužidly. Nosná konstrukce mohla být v budově orientována v obou směrech. Konstruktivní výšky podlaží byly v rozmezí 3,6m až 7,2m.

Mezi montované železobetonové skelety se také řadil velkorozponový montovaný skeletový systém INTEGRO. Tento otevřený skelet byl určený pro výstavbu jedno a více podlažních budov s možností přístavby či vestavby halových prostor. Nosná konstrukce byla tvořena sloupy, průvlaky a stropními panely. Výhodou tohoto skeletu byla velká dispoziční variabilita, jelikož rozměry dílců byly volitelně proměnné. Rozpony ve směru průvlaků byly 6,0m až 12m, ve směru stropních panelů v rozmezí 7,2m až 24m. Vyložení konzoly bylo maximálně 3,0m. Svislá nosná konstrukce mohla být tvořena sloupy dělenými průřezu H nebo sloupy průběžnými, které mohly být vyrobeny i na výšku více podlaží. Vodorovná nosná konstrukce byla tvořena zdvojenými nosníky, které byly tvořeny dvojicí průvlaků lichoběžníkového průřezu. Jako stropní panely mohly být použity předepjaté dutinové panely Spiroll tloušťky 250mm až 300mm o maximální délce 12m nebo předepjaté žebrové panely průřezu TT tloušťky 450 až 750mm o maximální délce 24m. V závislosti na volbě svislé nosné konstrukce bylo možné navrhnout skelet až s 8 nadzemními podlažími. Tuhost konstrukce byla zajištěna vyztuženou membránou tloušťky 75mm. Konstruktivní výšky podlaží byly volitelné v násobcích modulu 300mm.

5. Návrh vícepodlažní budovy dle ČSN EN

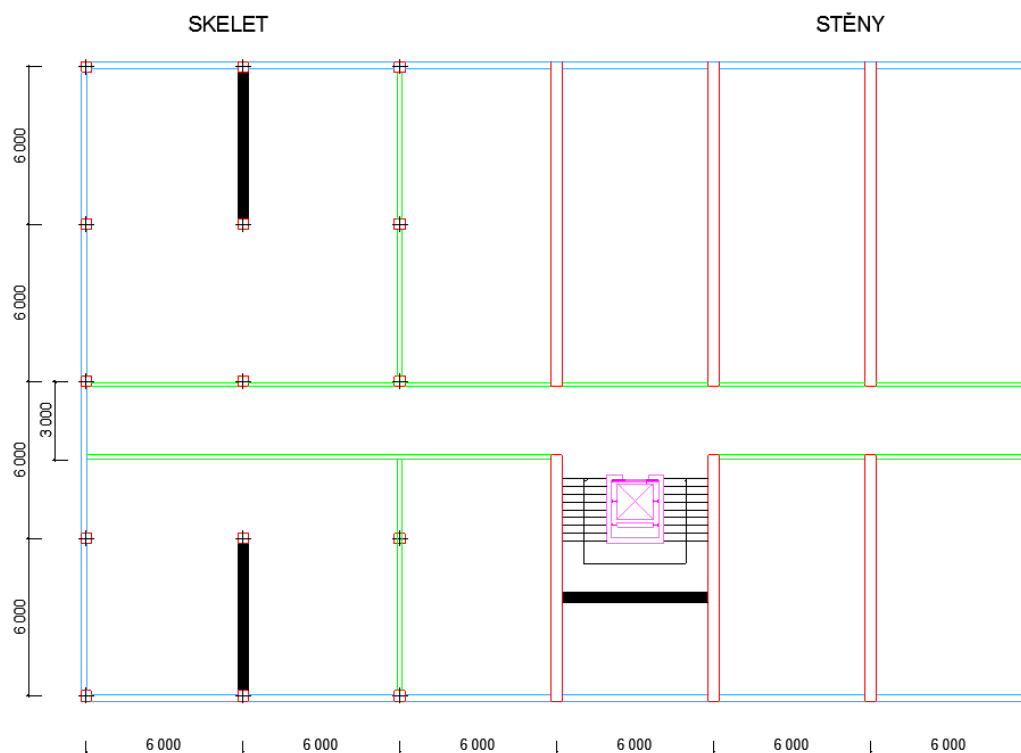
Návrh vícepodlažní budovy závisí na mnoha faktorech, kterým je podrobněji věnována kapitola 5. Volba nosného systému budovy se odvíjí od půdorysných rozměrů, které činí 36m x 24m. Rozpětí nosných stěn či sloupů je maximálně 6m. Dalším důležitým faktorem je dispoziční řešení budovy s rozmístěnými nosnými prvky a vhodné využití všech prostor. Jednotlivé podkapitoly popisují vývoj dispozičního řešení vícepodlažní budovy pro bydlení, volbu nosného systému a návrh všech nosných a nenosných prvků.

Součástí této kapitoly je také výpočet všech zatížení působících na danou budovu, které jsou v souladu s normami ČSN EN [1], [2], [3] a [4]. Vícepodlažní budova je zatížena nejen vlastní tíhou nosných a nenosných prvků, ale také skladbami podlah a užitného zatížení v budově a střešním pláštěm. Na konstrukci dále působí vnější vlivy, které ovlivňují celkovou budovu. Mezi tyto vnější vlivy patří sníh a vítr.

5.1 Dispoziční řešení vícepodlažní budovy

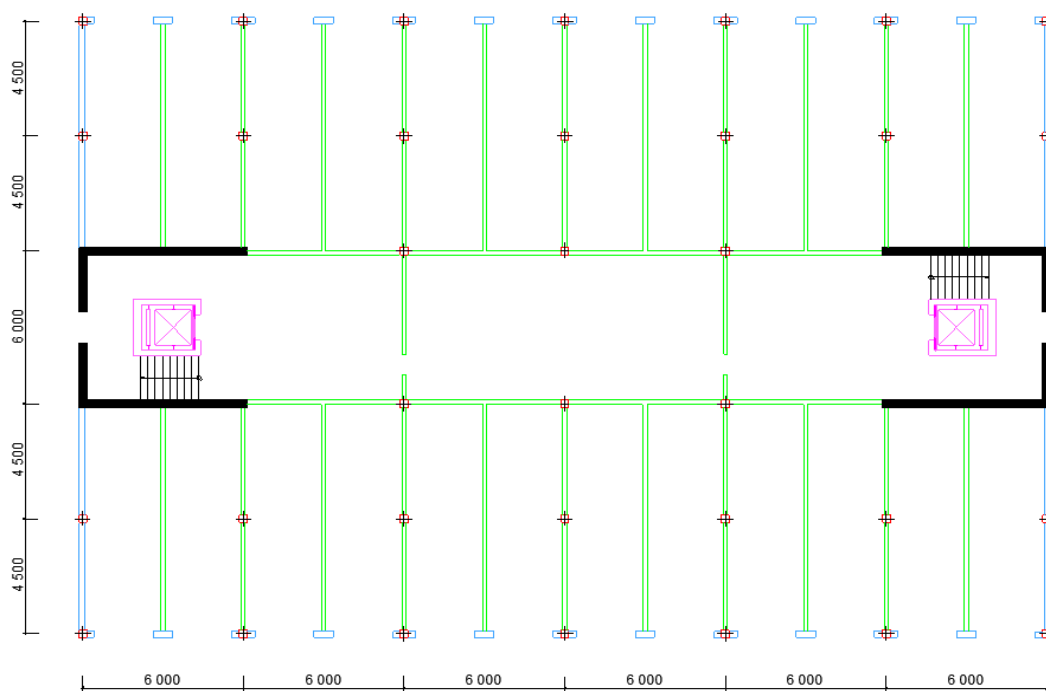
Návrh dispozičního řešení vícepodlažní budovy vychází z několika návrhů, které však z různých důvodů nebylo vhodné použít. Tato podkapitola pojednává o vývoji dispozičního řešení navržené budovy.

Pro porovnání, je v prvním návrhu dispozičního řešení tvořen nosný systém zčásti nosnými stěnami, zčásti sloupy a výztužnými stěnami. Na tomto návrhu jsou patrné přednosti a nedostatky obou nosných systémů. Výhodou stěnového systému je vysoká tuhost, naopak výrazným nedostatkem je omezená variabilita dispozičního řešení. Skeletový systém je méně tuhý, nabízí však podstatně lepší využití volného prostoru. Návrhem ztužujících stěn lze zvýšit tuhost skeletové konstrukce. Schodišťový prostor s výtahovou šachtou je umístěn ve výztužném jádru. Toto dispoziční řešení, u kterého by nosný systém tvořily stěny nebo sloupy, nebylo použito z důvodu nesymetrického rozmístění nosných a nenosných stěn.

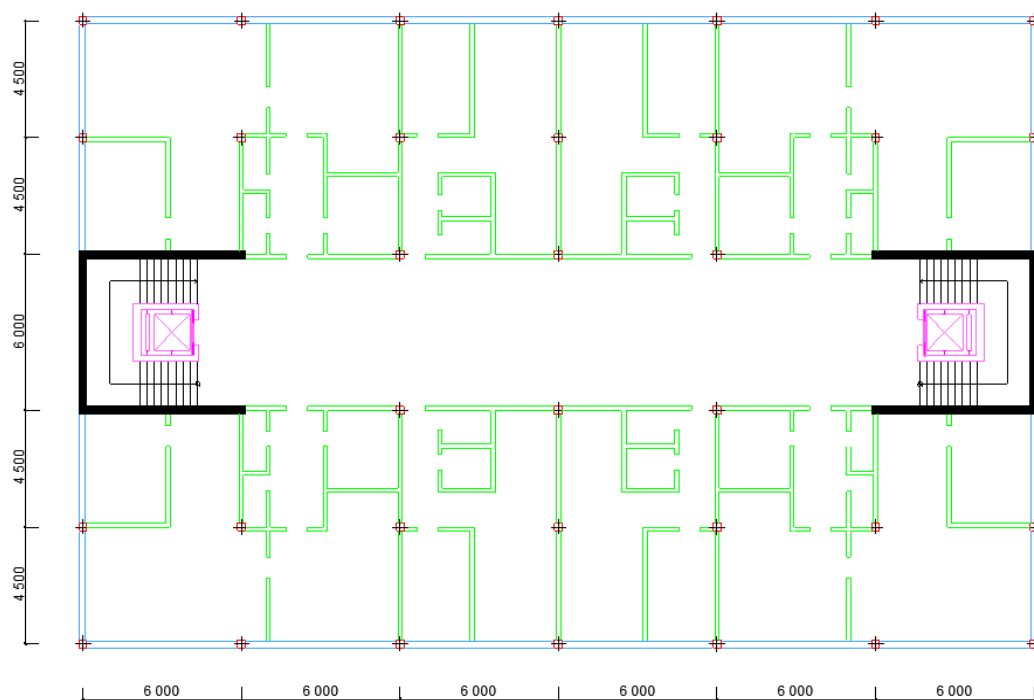


Obr. 5.1 Dispoziční řešení 1

Vzhledem k výhodám skeletové konstrukce, je ve druhém návrhu dispozičního řešení zvolen nosný systém tvořený sloupy a průvlaky. Vícepodlažní budova je dále vyztužena železobetonovými jádry, ve kterých jsou umístěny výtahové šachty a schodišťová ramena. V bytových prostorech je navrženo menší rozpětí sloupů v kratším směru. Půdorysné rozměry sloupů tak činí 6,0m x 4,5m. Vnitřní chodba se zachovaným rozpětím sloupů 6,0 x 6,0m je využita ke komunikaci mezi jednotlivými podlažími. Volná plocha mezi oběma komunikačními prostory se může využít k uskladnění předmětů. Na obrázku 5.2 je zobrazena dispozice 1.NP. Vnitřní část vícepodlažní budovy je využita ke skladovacím prostorům, jelikož v návrhu není uvažováno podsklepení objektu. Zbylá část 1.NP slouží jako garážové prostory pro automobily. Tento návrh nakonec nebyl použit, jelikož vnitřní části budovy nelze dostatečně využít.

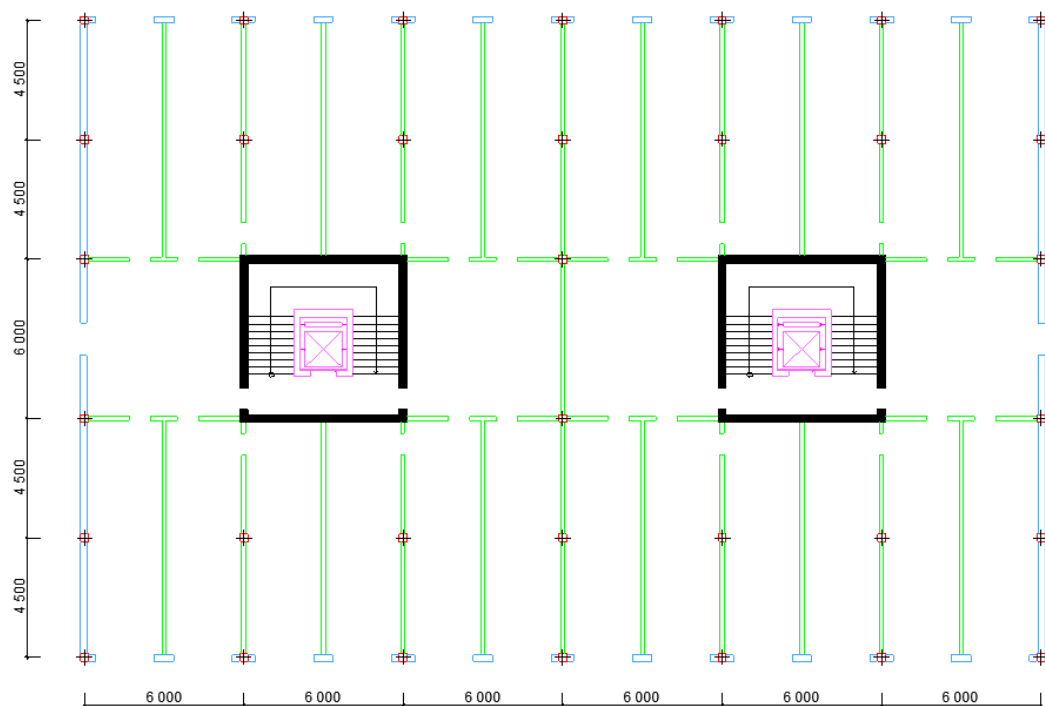


Obr. 5.2 Dispoziční řešení 2 - 1.NP

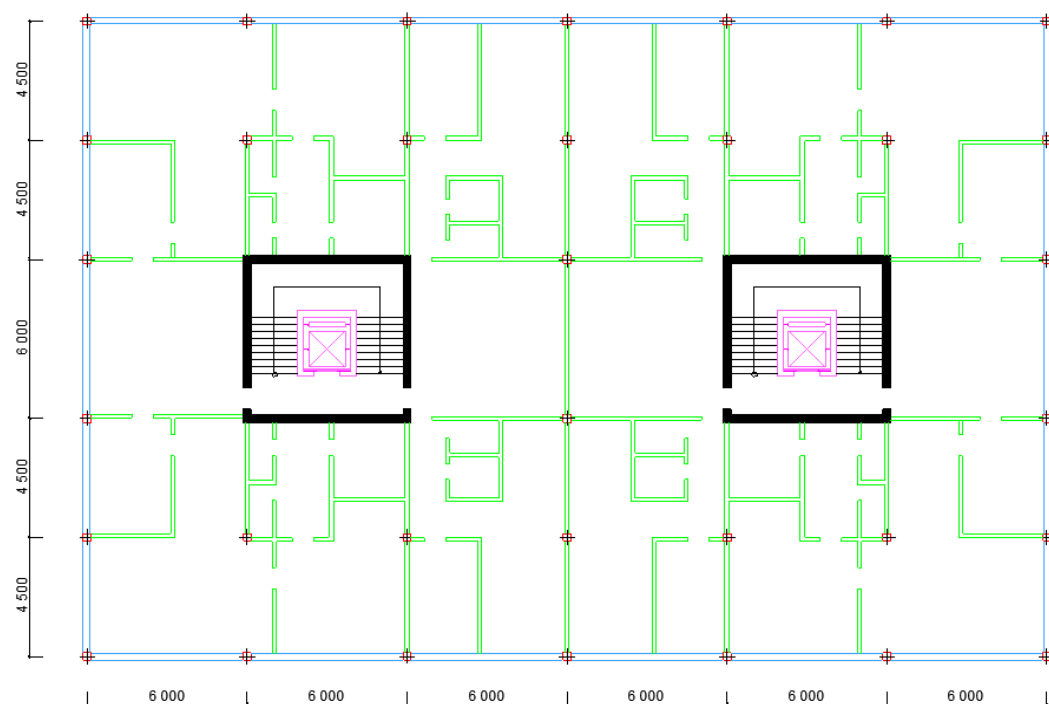


Obr. 5.3 Dispoziční řešení typického podlaží 2 - 2.NP – 5.NP

Úpravou předchozího dispozičního řešení vznikl finální návrh dispozičního řešení typického podlaží. Výztužná jádra, ve kterých jsou umístěny schodišťové prostory a výtahové šachty byly přemístěny směrem dovnitř budovy. V konečném dispozičním řešení není uvažováno s dalším vyztužením stěnami.



Obr. 5.4 Dispoziční řešení typického podlaží 3 - 1.NP



Obr. 5.5 Dispoziční řešení typického podlaží 3 - 2.NP – 5.NP

5.2 Vlastní tíha nosné konstrukce

Svislá nosná konstrukce je tvořena monolitickými železobetonovými sloupy o rozměrech 300mm x 300mm. Sloupy jsou z betonu C30/37, který se vyznačuje pevností v tlaku $f_{ck} = 30\text{MPa}$. Navržená výztuž je z oceli B500B s pevností na mezi kluzu $f_{yk} = 500\text{MPa}$. Konstrukční výška jednoho podlaží činí 3,0 metrů.

Sloupy tvoří společně s průvlaky v příčném a podélném směru skeletovou rámovou konstrukci. Průvlaky jsou z betonu C30/37 a oceli B500B. Rozměry průvlaků jsou navrženy dle [2]. Výška průvlaku se vypočítá z rovnice:

$$h_{pr} = \frac{1}{14}l \dots \frac{1}{12}l = \frac{1}{14}6000 \dots \frac{1}{12}6000 = 428,57\text{mm} \dots 500\text{mm}$$

$$h_{pr} = 430\text{mm}$$

Šířka průvlaku se vypočítá ze vztahu:

$$b_{pr} = (0,3 \sim 0,5) \cdot h = (0,3 \sim 0,5) \cdot 430 = 129\text{mm} \dots 215\text{mm}$$

$$b_{pr} = 300\text{mm}$$

Průvlak je navržen na delší rozpětí $l = 6000\text{mm}$ a jeho půdorysné rozměry činí 300mm x 430mm. Šířka průvlaku je shodná se šířkou železobetonového sloupu.

Vícepodlažní budova je vyztužena dvěma železobetonovými monolitickými jádry o rozměrech 6000mm x 6000mm, tloušťky 300mm, ve kterých jsou umístěny schodišťové prostory a výtahové šachty. Monolitická jádra jsou provedena z betonu C30/37 s výztuží B500B. Půdorysné rozměry výtahových šachet činí 2500mm x 2200mm. V každé šachtě je umístěn lanový výtah LC OL 630 se strojovnou nad výtahovou šachtou a nosností 630kg. Výtah je určen pro maximálně 8 osob. Ve výpočtu zatížení není uvažováno s tíhou výtahu.

Vodorovnou konstrukci tvoří křížem vyztužená, spojená železobetonová stropní deska. Tloušťka monolitické stropní desky h_d se vypočítá ze vztahu:

$$h_d = \frac{1}{105}(l_x + l_y) = \frac{1}{105}(6000 + 6000) = 114,285\text{mm}$$

$$h_d = 200\text{mm}$$

kde l_x a l_y označují rozpětí v obou směrech. Stropní deska je navržena na delší rozpětí $l_x = l_y = 6000\text{mm}$.

5.3 Zatížení schodiště a podesty

Z dispozičního řešení je patrný návrh dvou schodišťových prostor v obou ŽB monolitických jádrech. Výpočet rozměrů je odvozen od délky lidského kroku, který činí 600mm. Vzájemný vztah mezi výškou a šířkou schodišťového stupně je u schodiště dán vztahem:

$$2h_s + b_s = 600mm..až..630mm$$

$$2 \cdot 165 + 270 = 600mm$$

kde h_s je výška stupně a b_s je šířka stupně. Celkem je na jednom schodišťovém rameni navrženo $n_{sch} = 9$ stupňů. Celkový sklon schodišťového ramena vyplývá ze vzorce:

$$tg(\alpha_{sch}) = \frac{n_{sch} \cdot h_s}{n_{sch} \cdot b_s} = \frac{9 \cdot 165}{9 \cdot 270} = \frac{1485}{2430} \Rightarrow \alpha_{sch} = 31,43^\circ$$

Podchodná výška h_1 se vypočítá ze vztahu:

$$h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos(\alpha_{sch})} = 1500 + \frac{750}{\cos(31,43)} = 2378,96mm$$

Průchozí výška h_2 nesmí být menší než 1900mm. Hodnota průchozí výšky se vypočítá z rovnice:

$$h_2 = 750 + 1500 \cdot \cos(\alpha_{sch}) = 750 + 1500 \cdot \cos(31,43) = 2029,92mm$$

Vlastní tíha schodišťových stupňů se vypočítá ze vztahu:

$$g_k = \frac{n_{sch} \cdot b_s \cdot h_s \cdot 0,5 \cdot \rho_v}{\sqrt{(n_{sch} \cdot b_s)^2 + (n_{sch} \cdot h_s)^2}} = \frac{9 \cdot 0,270 \cdot 0,165 \cdot 0,5 \cdot 25}{\sqrt{(9 \cdot 0,270)^2 + (9 \cdot 0,165)^2}} = 1,76kN/m^2$$

Vlastní tíha schodišťové desky se vypočítá ze vztahu:

$$g_k = \frac{h_{sch}}{\cos(\alpha_{sch})} \cdot \rho_v = \frac{0,180}{\cos(31,43)} \cdot 25 = 5,27kN/m^2$$

kde h_{sch} je navržená tloušťka schodišťové desky, která je široká 1750mm.

Tab. 5.1 Stálé zatížení schodišťového ramene

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m ²
Keramická dlažba SABBIA SIN 444	10	-	2200	2,20e ⁻¹
Lepidlo Keraflex MAPEI	6	-	1500	9,00e ⁻²
Samonivelační stěrka Baumit Nivello 10	5	8,000	-	8,00e ⁻²
Penetrační nátěr Ceresit CN 94	-	0,120	-	1,20e ⁻³
Vlastní tíha schodišťových stupňů	-	-	-	1,76
Vlastní tíha schodišťového ramene	-	-	-	5,27
Vápenná omítka	10	-	1800	2,11e ⁻¹

Užitné zatížení působící na schodišťové stupně se vypočítá ze vztahu:

$$q_k = \frac{q'_k \cdot (n_{sch} \cdot b_s)}{\sqrt{(n_{sch} \cdot b_s)^2 + (n_{sch} \cdot h_s)^2}} = \frac{3,0 \cdot (9 \cdot 0,27)}{\sqrt{(9 \cdot 0,27)^2 + (9 \cdot 0,165)^2}} = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

Tab. 5.2 Užitné zatížení schodišťových stupňů dle [1]

Název	q_k
	kN/m ²
Schodiště – schodišťové stupně	2,56

Stálé zatížení působící na podesty šířky 5700mm se skládá z vrstev popsanych v tabulce 5.3. Ve výpočtu je však uvažováno pouze s délkou jednoho schodišťového ramene a s délkami obou podest, jejichž šířka se shoduje s šířkou schodišťového ramene 1750mm.

Tab. 5.3 Stálé zatížení podesty

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m ²
Keramická dlažba SABBIA SIN 444	10	-	2200	2,20e ⁻¹
Lepidlo Keraflex MAPEI	6	-	1500	9,00e ⁻²
Samonivelační stěrka Baumit Nivello 10	5	8,000	-	8,00e ⁻²
Penetrační nátěr Ceresit CN 94	-	0,120	-	1,20e ⁻³
Vlastní tíha podesty	180	-	2500	4,50
Vápenná omítka	10	-	1800	1,80e ⁻¹

Tab. 5.4 Užitné zatížení podesty dle [1]

Název	q_k
	kN/m ²
Schodiště - podesta	3,00

5.4 Zatížení stropní konstrukce

Zatížení stropní konstrukce se liší v závislosti na druhu místnosti v budově a na skladbě podlah v jednotlivých místnostech. Podlaha umístěná v obývacích pokojích a předsíních se skládá z vrstev popsanych v tabulce 5.5.

Tab. 5.5 Skladba podlahy 1

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m ²
Koberec Comfort	6,0	1,820	-	1,82e ⁻²
PVC Gripwood Bretagne 742	3,0	2,250	-	2,25e ⁻²
Samonivelační stěrka Baumit Nivello 10	5	8,000	-	8,00e ⁻²
Penetrační nátěr Ceresit CN 94	-	0,120	-	1,20e ⁻³
ŽB stropní deska	200	-	2500	5,00
Vápenná omítka	10	-	1800	1,80e ⁻¹

Podlahy umístěné v kuchyni, koupelně, WC, v garážích a na chodbě se skládají z vrstev popsanych v tabulce 5.6.

Tab. 5.6 Skladba podlahy 2

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m ²
Keramická dlažba SABBIA SIN 444	10	-	2200	2,20e ⁻¹
Lepidlo Keraflex MAPEI	6	-	1500	9,00e ⁻²
Samonivelační stěrka Baumit Nivello 10	5	8,000	-	8,00e ⁻²
Penetrační nátěr Ceresit CN 94	-	0,120	-	1,20e ⁻³
ŽB stropní deska	200	-	2500	5,00
Vápenná omítka	10	-	1800	1,80e ⁻¹

Tab. 5.7 Užité zatížení místností dle [1]

Název	q_k
	kN/m ²
Obývací pokoje a předsně	2,00
Kuchyně, koupelny, WC, chodby	1,50
Garáže	2,50

5.5 Zatížení střešní konstrukce

Střešní konstrukci vícepodlažní budovy tvoří jednoplášťová plochá střecha ve sklonu 2,5°. Skladba jednoplášťové ploché střechy je uvedena v tabulce 5.8.

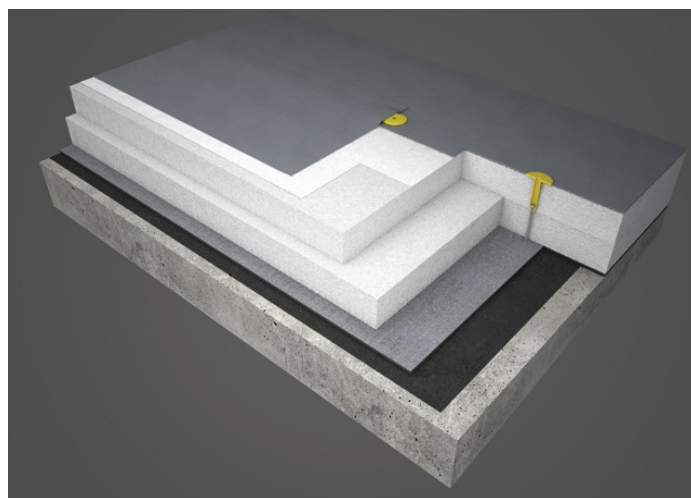
Tab. 5.8 Skladba jednoplášťové ploché střechy

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m ²
Hydroizolační fólie z PVC DEKPLAN 76	1,8	2,240	-	$2,24e^{-2}$
Separální vrstva FILTEK V	-	0,120	-	$1,20e^{-5}$
Pěnový polystyrén STYROTRADE 160 S	160	-	30	$4,80e^{-2}$
Asfaltový pás GLASTEK 40 SPECIAL	-	0,200	-	$2,00e^{-3}$
Penetrační emulze DEKPRIMER	-	-	-	-
Nosná ŽB konstrukce ve spádu	200	-	2500	5,00

Na obrázku 5.6 jsou zobrazeny jednotlivé vrstvy jednoplášťové ploché střechy.

PARAMETRY SKLADBY PRO OBVYKLÉ POUŽITÍ

PŘEDNOSTI SKLADBY				
Řeší: AKUSTIKU POŽÁRNÍ ODOLNOST NEŠÍŘENÍ POŽÁRU STŘEŠNÍM PLÁŠTĚM V POŽÁRNĚ NEBEZPEČNÉM PROSTORU – B _{ROOF} (t3) TEPELNOU STABILITU MÍSTNOSTI				
SPECIFIKACE SKLADBY				
	POZ.	VRSTVA	TLOUŠŤKA (mm)	POPIS
	1	DEKPLAN 76	1,2; 1,5; 1,8	hydroizolační fólie z PVC-P určená k mechanickému kotvení
	2	FILTEK V	-	separační sklovláknitý vlies
	3	EPS 100 S	min. 160	tepelněizolační desky ze stabilizovaného pěnového polystyrenu ve více vrstvách
	4	GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL	4,0	pás z SBS modifikovaného asfaltu, parotěsnicí a vzduchotěsnicí vrstva, provizorní vodotěsnicí vrstva s vyšší účinností
	5	DEKPRIMER	-	penetrační emulze
	6	monolitická silikátová vrstva ve spádu	-	nosná železobetonová konstrukce (popř. jiný souvislý monolitický silikátový podklad) ve spádu



Obr. 5.6 Skladba jednoplášťové ploché střechy

Střešní konstrukce je nepřístupná s výjimkou běžné údržby a oprav. Podle [1] ji zařazujeme do kategorie zatěžovaných ploch H.

Tab. 5.9 Kategorie zatěžovaných ploch střech dle [1]

Kategorie zatěžovaných ploch	Stanovené použití
H	střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav
I	střechy přístupné (pochůzné), s užíváním podle kategorií A až D
K	střechy přístupné pro zvláštní provoz, např. pro přistávání vrtulníků

Užitné zatížení q_k se neuvažuje v případě, kdy je do kombinace zahrnuto působení zatížení sněhem nebo větrem. V opačném případě se uvažuje s užitným zatížením dle [1].

Tab. 5.10 Užitné zatížení střechy dle [1]

Název	q_k
	kN/m ²
Střecha - kategorie H	0,75

5.6 Zatížení atikou

Plochá střecha je zakončena na okrajích atikou, která se skládá z vrstev uvedených v tabulce 5.11. Výška atiky činí 1,0m.

Tab. 5.11 Skladba atiky

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m
Zakončení atiky plechem	2	8,9	-	$8,90e^{-2}$
Hydroizolační fólie z PVC DEKPLAN 76	1,8	2,240	-	$2,24e^{-2}$
Těsnicí páska	-	-	-	-
OSB deska	18	-	650	$1,17e^{-1}$
Pěnový polystyrén STYROTRADE 150 S	50	-	30	$1,50e^{-2}$
Tvárnice YTONG P2-400	300	-	400	1,20

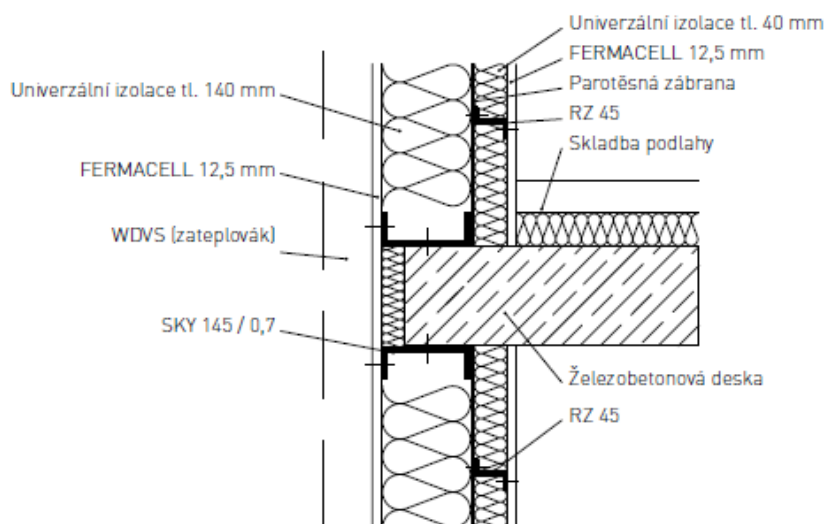
5.7 Vlastní tíha obvodového pláště

Obvodový plášť vícepodlažní budovy se skládá z dřevovláknitých desek Fermacell a nosné spodní konstrukce z profilů Lindab. Prostor mezi profily je vyplněn minerální izolací v tloušťce 50mm. Celková tloušťka obvodového pláště činí 265mm. Z vnitřní strany je provedena parozábrana. Konstrukční výška jednoho podlaží činí 3,0m.

Tab. 5.12 Vlastní tíha obvodového pláště

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	g_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m
Fermacell + Lindab, h = 3,0m	265	41	-	1,23

Obvodové stěny – napojení na skelet (svislý řez)



Obr. 5.7 Skladba obvodového pláště Fermacell + Lindab

5.8 Zatížení vnitřními nenosnými zdmi

Jednotlivé místnosti a bytové prostory jsou odděleny pevnými příčkami YTONG P2-500 o celkové tloušťce 150mm.

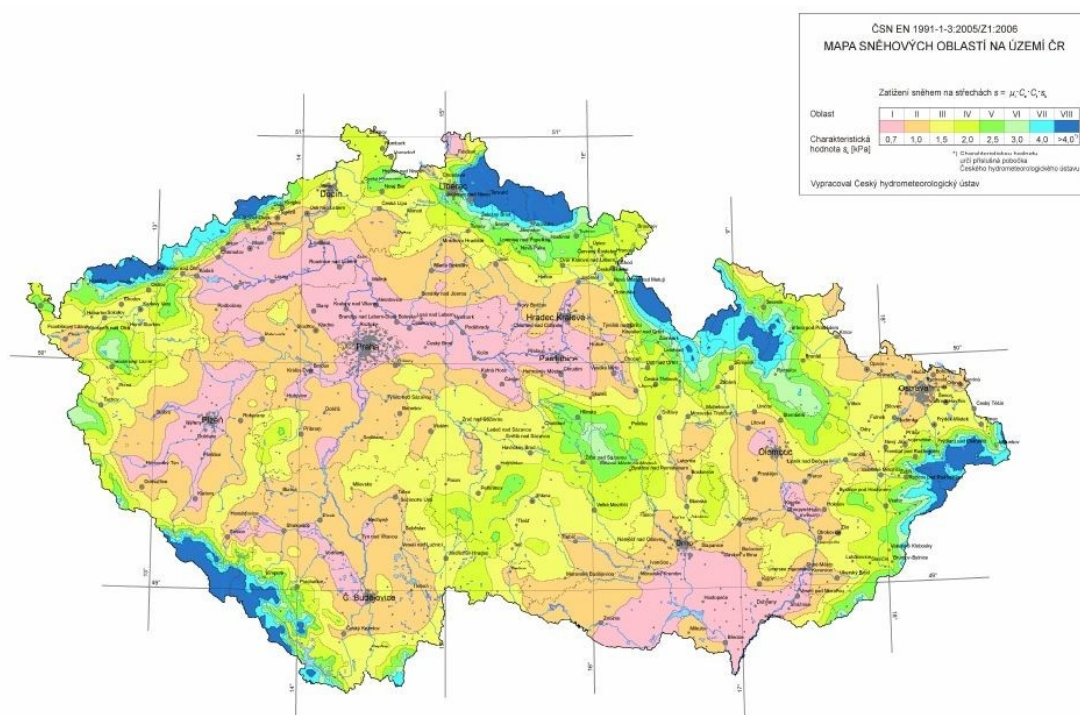
Tab. 5.13 Vlastní tíha příček

Název	t_m	ρ_s	ρ_v	q_k
	mm	kg/m ²	kg/m ³	kN/m
Příčka YTONG P2-500, h = 3,0m	150	-	500	2,25

5.9 Zatížení sněhem

Navrhovaná vícepodlažní budova se nachází v lokalitě Ostrava-Poruba. Pro stanovení charakteristické hodnoty zatížení sněhem je použita sněhová mapa [3]. Sněhová mapa vychází z podkladů zpracovaných Českým hydrometeorologickým ústavem. Zvolená lokalita

se nachází ve II. sněhové oblasti, kde je charakteristická hodnota zatížení sněhem reprezentována hodnotou $s_k' = 1,0 \text{ kN/m}^2$.



Obr. 5.8 Sněhová mapa [3]

Dalšími důležitými faktory kromě umístění stavby je také tvar střechy a velikost a četnost sněhových přeháněk. Hodnotu zatížení sněhem podle [3] můžeme zapsat vzorcem:

$$s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k' = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

kde μ_i označuje tvarový součinitel ploché střechy, která se vyznačuje hodnotou 0,8. C_e je součinitel expozice, zvolený typ krajiny je normální. C_t je tepelný součinitel, který má hodnotu 1,0.

Tab. 5.14 Součinitele expozice pro jednotlivé typy krajiny [3]

Topografie	C_e
otevřená ^{a)}	0,8
normální ^{b)}	1,0
chráněná ^{c)}	1,2

^{a)} Otevřená topografie: rovná plocha bez překážek, otevřená do všech stran, nechráněná nebo jen málo chráněná terénem, vyššími stavbami nebo stromy.

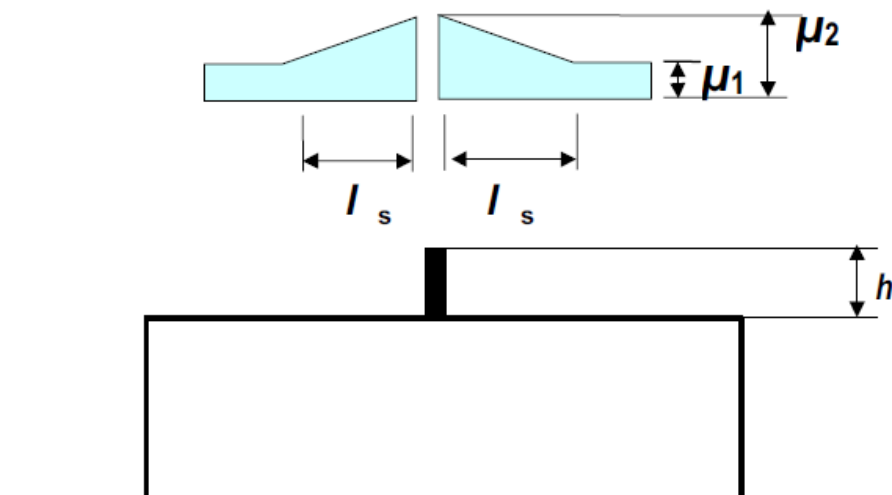
^{b)} Normální topografie: plochy, kde nedochází na stavbách k výraznému přemístění sněhu větrem kvůli okolnímu terénu, jiným stavbám nebo stromům.

^{c)} Chráněná topografie: plochy, kde je uvažovaná stavba výrazně nižší než okolní terén nebo je stavba obklopena vysokými stromy a/nebo vyššími stavbami.

Tab. 5.15 Tvarové součinitele zatížení sněhem [3]

úhel sklonu střechy α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30$	1,6	--

Na obrázku 5.9 jsou zobrazeny tvarové součinitele pro ploché střechy.



Obr. 5.9 Tvarové součinitele na ploché střeše [3]

Součástí výpočtu zatížení sněhem je také zohlednění návějí na výstupky a překážky na střeše. V prvním případě se posoudí návěje u atiky, která je vysoká $h_p = 1,0\text{m}$. Tvarový součinitel zatížení sněhem μ_1 má hodnotu 0,8 a tvarový součinitel délky návějí pro ploché střechy μ_2 se uvažuje výpočtem podle vzorce:

$$\mu_2 = \gamma_{sn} \cdot h_p / s_k = 2,0 \cdot 1,0 / 0,8 = 2,5$$

kde γ_{sn} označuje objemovou tíhu sněhu. Hodnota tvarového součinitele μ_2 je omezena v intervalu $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$. Výpočet zatížení sněhem u atiky je dán vzorcem:

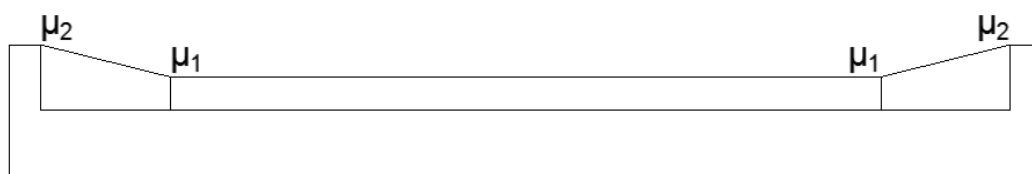
$$s_{k2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k' = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Vzdálenost působení zatížení sněhem od atiky se stanoví vzorcem:

$$l_s = 2h = 2 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ m}$$

která je omezená doporučením v rozmezí $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Příčný řez



Obr. 5.10 Velikosti tvarových součinitelů u atiky

V případě stanovení návějí u strojovny výtahu, která je umístěna nad výtahovou šachtou se volí obdobný postup. Výška strojovny výtahu je $h_v = 3,0\text{m}$. Tvarový součinitel zatížení sněhem μ_1 má hodnotu 0,8 a tvarový součinitel délky návějí pro ploché střechy μ_2 se uvažuje výpočtem podle vzorce:

$$\mu_2 = \gamma_{sn} \cdot h_v / s_k = 2,0 \cdot 3,0 / 0,8 = 7,50$$

kde γ_{sn} označuje objemovou tíhu sněhu. Hodnota tvarového součinitele μ_2 je omezena v intervalu $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$. Výpočet zatížení sněhem u strojovny je dán vzorcem:

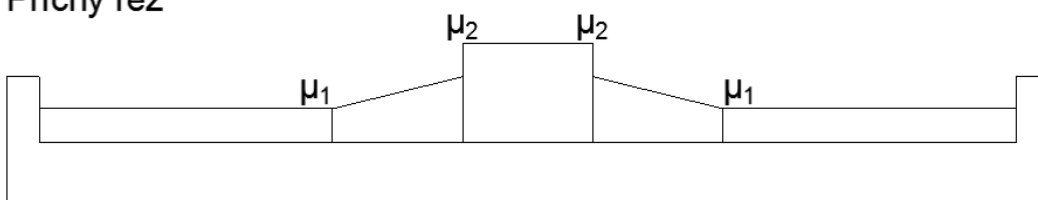
$$s_{k2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s'_k = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Vzdálenost působení zatížení sněhem od strojovny se stanoví vzorcem:

$$l_s = 2h_v = 2 \cdot 3,0 = 6,0\text{m}$$

která je omezená doporučením v rozmezí $5\text{m} \leq l_s \leq 15\text{m}$.

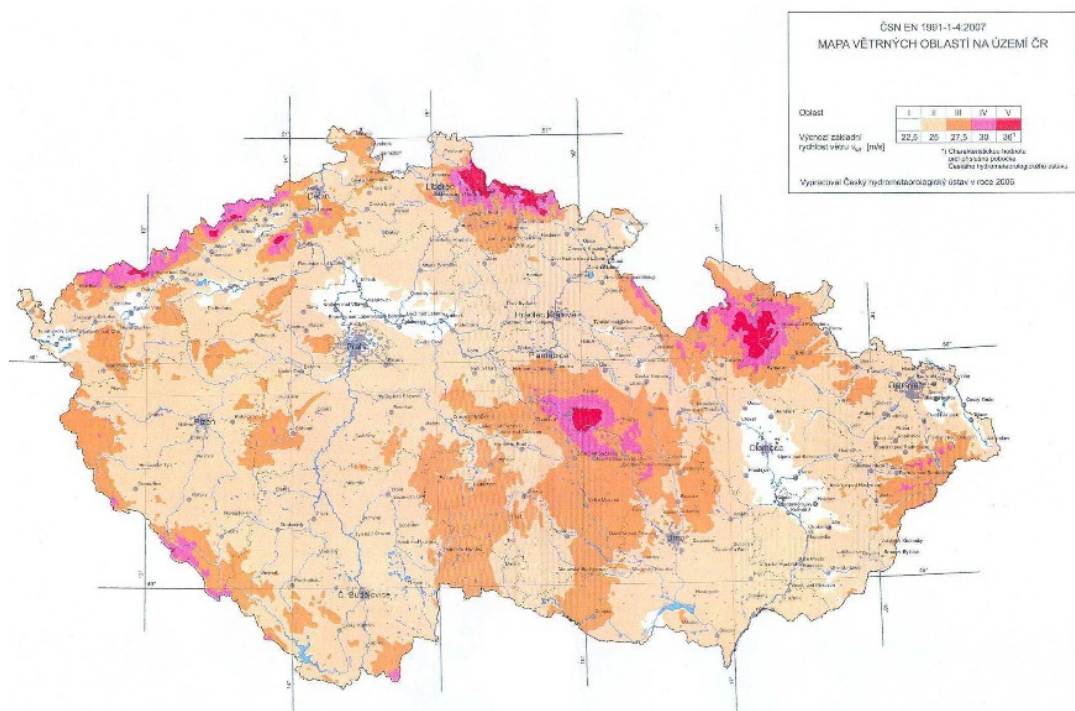
Příčný řez



Obr. 5.11 Velikosti tvarových součinitelů u strojovny výtahu

5.10 Zatížení větrem

Pro stanovení základní rychlosti větru v_b se užívá mapa větrných oblastí [4]. Lokalita Ostrava-Poruba se nachází ve II. větrné oblasti s hodnotou výchozí základní rychlosti větru $v_{b,0} = 25\text{m/s}$.



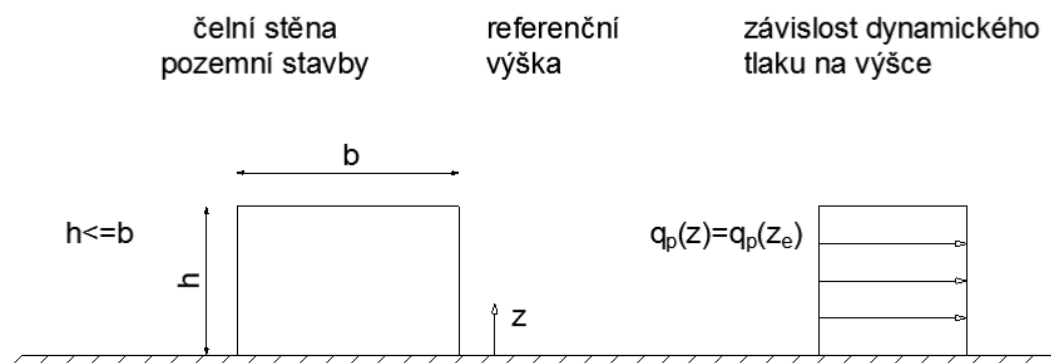
Obr. 5.12 Mapa větrných oblastí na území ČR [4]

Základní rychlost větru se vypočítá ze vztahu:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$$

kde c_{dir} vyjadřuje součinitel směru větru a c_{season} značí součinitel ročního období. Obě hodnoty se pro běžné případy uvažují rovny 1,0.

Rychlost větrných proudů a tlaků závisí na výšce konstrukce nad terénem. Z tohoto důvodu se stanovují referenční výšky. V našem případě je výška vícepodlažní budovy menší než šířka budovy kolmá na směr větru. Proto můžeme uvažovat s konstantním průběhem zatížení větrem po výšce budovy.



Obr. 5.13 Tlak větru působící na konstrukci [4]

Dalším důležitým faktorem ovlivňujícím tlak větru na konstrukci je volba kategorie terénu. Zvolená lokalita se nachází v kategorii terénu III [4].

Tab. 5.16 Kategorie terénu dle [4]

Kategorie terénu	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0,003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací bez překážek	0,01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenost je větší než 20násobek výšky překážek	0,05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 20násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0,3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15% povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15m	1,0	10

Střední rychlost větru ve výšce nad terénem je ovlivněna součiniteli drsnosti terénu $c_r(z)$ a ortografie $c_0(z)$, který má pro většinu návrhových situací hodnotu 1,0. Součinitel drsnosti závisí na členitosti (součiniteli) terénu a také na jeho vzdálenosti k rozhraní kategorie terénu. Součinitel terénu k_r se vypočítá ze vztahu:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

kde z_0 značí parametr drsnosti terénu a $z_{0,II}$ je 0,05m. z_{\min} je minimální výška podle kategorie terénu. Součinitel drsnosti $c_r(z)$ se následně vypočítá ze vztahu:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z_b}{z_0} = 0,215 \cdot \ln \frac{16,08}{0,3} = 0,858$$

kde z_b udává výšku budovy. Střední rychlost větru $v_m(z)$ se vypočítá ze vztahu:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,858 \cdot 1,0 \cdot 25 = 21,440 \text{ m/s}$$

Vliv turbulencí se zahrnuje do výpočtu charakteristického maximálního dynamického tlaku. Intenzita turbulence $I_v(z)$ se získá ze vztahu:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \ln \frac{z_b}{z_0}} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \frac{16,08}{0,3}} = 0,251$$

kde k_I je součinitel turbulence, který je běžně roven 1,0. Maximální charakteristický tlak se určí ze vztahu:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{vz} \cdot v_m^2 =$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,251] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21,440^2 = 0,792 \text{ kN/m}^2$$

kde ρ_{vz} je hustota vzduchu = 1,25 kg/m³. Z výpočtů maximálního charakteristického tlaku se může vypočítat výsledný tlak větru působící na konstrukci. Výsledný tlak větru působící na konstrukci se vypočítá ze vztahu:

$$w_k = q_p(z_e) \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

kde c_{pe} vyjadřuje hodnoty součinitelů vnějších tlaků podle [4] a $c_{pi} = +0,2$ je součinitel vnitřního tlaku podle [4]. Mezilehlé hodnoty lze interpolovat.

Tab. 5.17 Hodnoty součinitelů vnějších tlaků pro svislé stěny dle [4]

Oblast	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

U výpočtů zatížení větrem budeme nejprve uvažovat s působením větru kolmo na delší stranu budovy. V našem případě má výška budovy $h = 16,08\text{m}$ a $d = 24\text{m}$ vyjadřuje šířku budovy rovnoběžnou se směrem větru.

$$\frac{h}{d} = \frac{16,08}{24} = 0,670$$

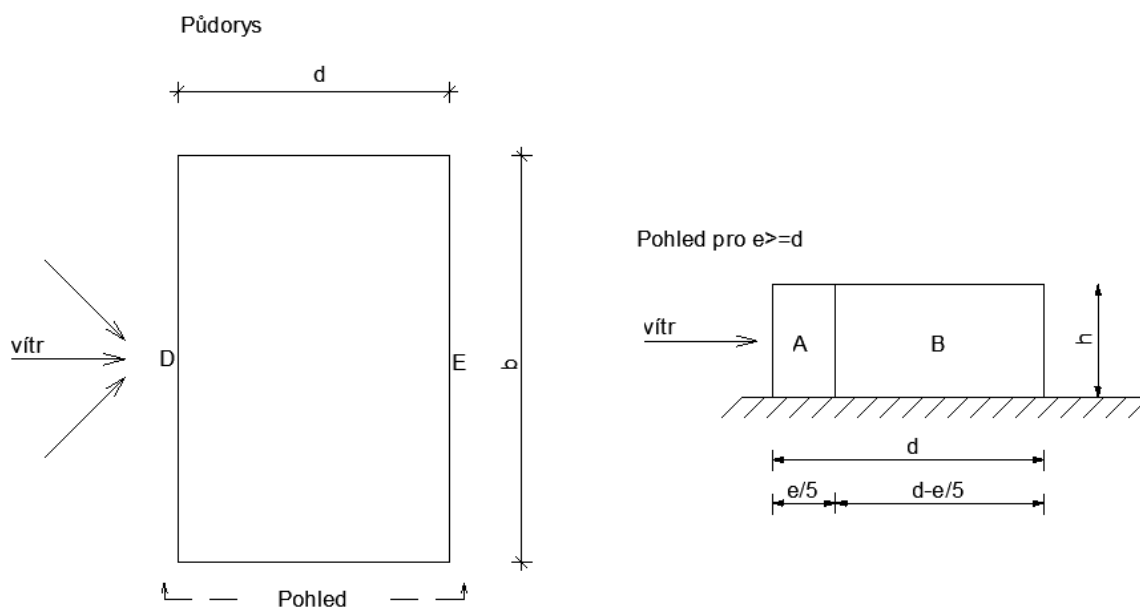
Interpolací hodnot v tabulce 5.17 dle [4] získáme tyto hodnoty součinitelů vnějších tlaků pro jednotlivé oblasti:

Oblast A: $c_{pe} = -1,2$

Oblast B: $c_{pe} = -0,8$

Oblast D: $c_{pe} = 0,756$

Oblast E: $c_{pe} = -0,412$



Obr. 5.14 Označení ploch u svislých stěn

Hodnota e se vypočítá z rovnice:

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \cdot 16,08) = 32,16m$$

$$e/5 = 32,16/5 = 6,432m$$

$$d - e/5 = 24 - 32,16/5 = 17,568m$$

Výsledné hodnoty tlaku větru na obvodový plášť:

$$\text{Oblast A: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^A - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-1,2 - 0,2) = -1,109kN/m^2$$

$$\text{Oblast B: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^B - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,8 - 0,2) = -0,792kN/m^2$$

$$\text{Oblast D: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^D - c_{pi}) = 0,792 \cdot (0,756 - 0,2) = 0,441kN/m^2$$

$$\text{Oblast E: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^E - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,412 - 0,2) = -0,485kN/m^2$$

Nyní můžeme vypočítat tlak větru působící na střešní konstrukci, kolmo na delší stranu budovy. Hodnoty součinitelů vnějších tlaků c_{pe} pro ploché střechy se určí interpolací podle [4]. Součinitel vnitřního tlaku $c_{pi} = +0,2$ dle [4].

Tab. 5.18 Hodnoty součinitelů vnějších tlaků pro ploché střechy dle [4]

Typ střechy		Oblasti						
		F		G		H		I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ $C_{pe,1}$
Ostré hrany		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2
S atikou	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2

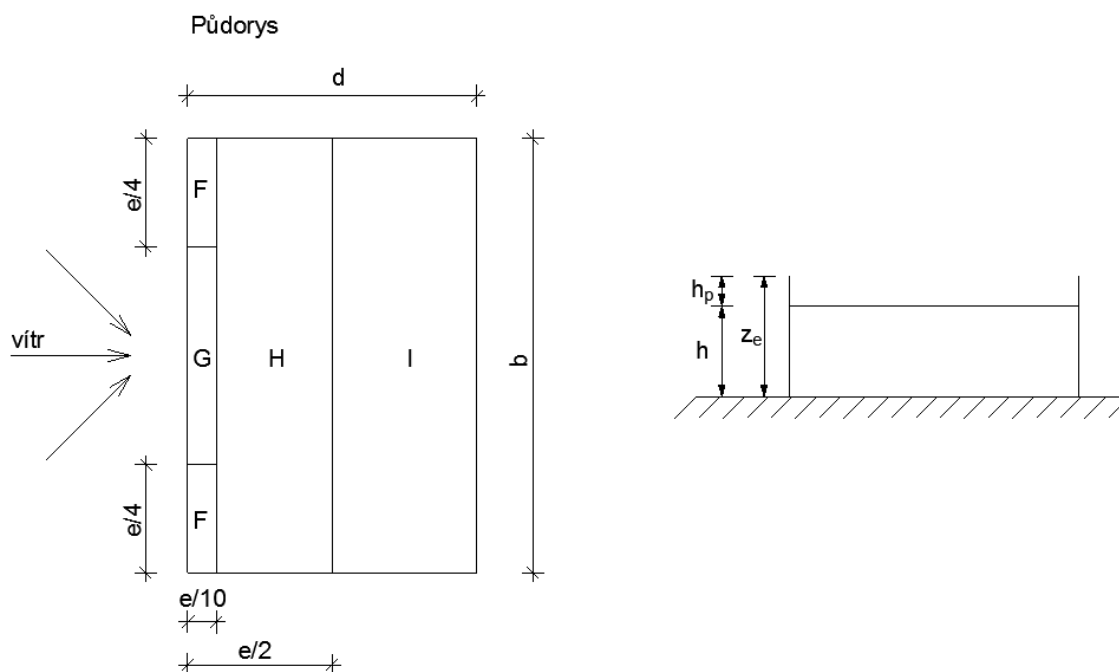
H_p označuje výšku atiky, která činí 1,0m.

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1,0}{16,08} = 0,062$$

Oblast F: $c_{pe} = -1,352$ Oblast G: $c_{pe} = -0,876$

Oblast H: $c_{pe} = -0,7$ Oblast I: $c_{pe} = \pm 0,2$

Ploché střechy mají sklon v rozmezí $-5^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$. Navrhovaná vícepodlažní budova má sklon střechy $2,5^\circ$.



Obr. 5.15 Označení ploch u plochých střech

Hodnota e se vypočítá z rovnice:

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \cdot 16,08) = 32,16m$$

$$\frac{e}{2} = \frac{32,16}{2} = 16,080m$$

$$\frac{e}{4} = \frac{32,16}{4} = 8,040m$$

$$\frac{e}{10} = \frac{32,16}{10} = 3,216m$$

Výsledné hodnoty tlaku větru na ploché střechy:

$$\text{Oblast F: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^F - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-1,352 - 0,2) = -1,229kN/m^2$$

$$\text{Oblast G: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^G - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,876 - 0,2) = -0,852kN/m^2$$

$$\text{Oblast H: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^H - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,713kN/m^2$$

$$\text{Oblast I: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^I - c_{pi}) = 0,792 \cdot (\pm 0,2 - 0,2) = 0kN/m^2; -0,317kN/m^2$$

Ve druhém případě budeme uvažovat s působením větru kolmo na kratší stranu budovy. V tomto případě má výška budovy $h = 16,08m$ a $d = 36m$ vyjadřuje šířku budovy rovnoběžnou se směrem větru.

$$\frac{h}{d} = \frac{16,08}{36} = 0,447$$

Interpolací hodnot v tabulce 5.17 dle [4] získáme tyto hodnoty součinitelů vnějších tlaků pro jednotlivé oblasti:

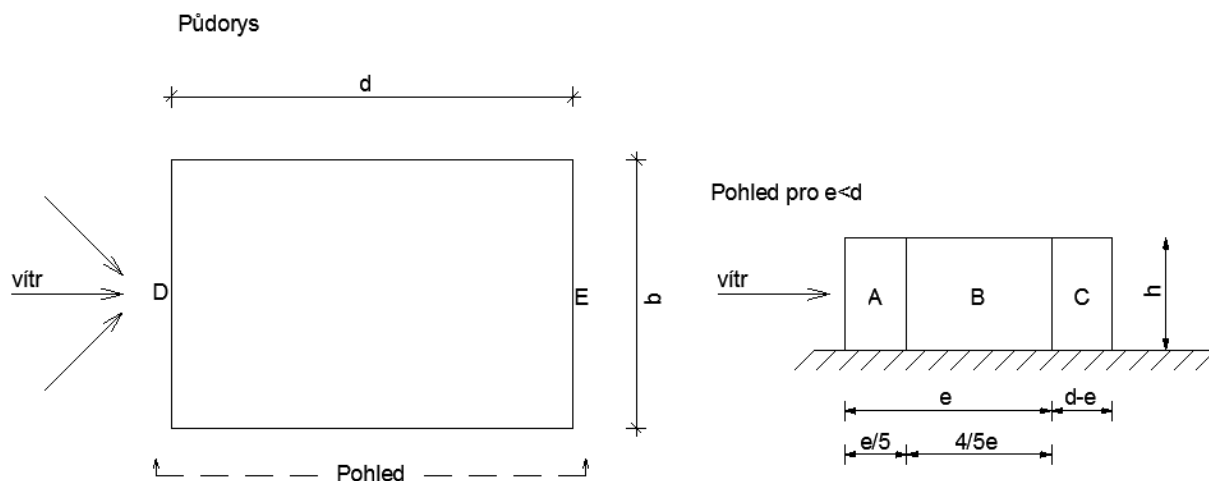
$$\text{Oblast A: } c_{pe} = -1,2$$

$$\text{Oblast B: } c_{pe} = -0,8$$

$$\text{Oblast C: } c_{pe} = -0,5$$

$$\text{Oblast D: } c_{pe} = 0,726$$

$$\text{Oblast E: } c_{pe} = -0,353$$



Obr. 5.16 Označení ploch u svislých stěn

Hodnota e se vypočítá z rovnice:

$$e = \min(b; 2h) = \min(24; 2 \cdot 16,08) = 24m$$

$$e/5 = 24/5 = 4,8m$$

$$4/5e = 4 \cdot 24/5 = 19,2m$$

$$d - e = 36 - 24 = 12m$$

Výsledné hodnoty tlaku větru na obvodový plášť:

$$\text{Oblast A: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^A - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-1,2 - 0,2) = -1,109 kN/m^2$$

$$\text{Oblast B: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^B - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,8 - 0,2) = -0,792 kN/m^2$$

$$\text{Oblast C: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^C - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,5 - 0,2) = -0,554 kN/m^2$$

$$\text{Oblast D: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^D - c_{pi}) = 0,792 \cdot (0,726 - 0,2) = 0,417 kN/m^2$$

$$\text{Oblast E: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^E - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,353 - 0,2) = -0,438 kN/m^2$$

Nyní můžeme vypočítat tlak větru působící na střešní konstrukci, kolmo na kratší stranu budovy. Hodnoty součinitelů vnějších tlaků c_{pe} pro ploché střechy se určí interpolací z tabulky 5.18 podle [4]. Součinitel vnitřního tlaku $c_{pi} = +0,2$ dle [4].

H_p označuje výšku atiky, která činí 1,0m.

$$\frac{h_p}{h} = \frac{1,0}{16,08} = 0,062$$

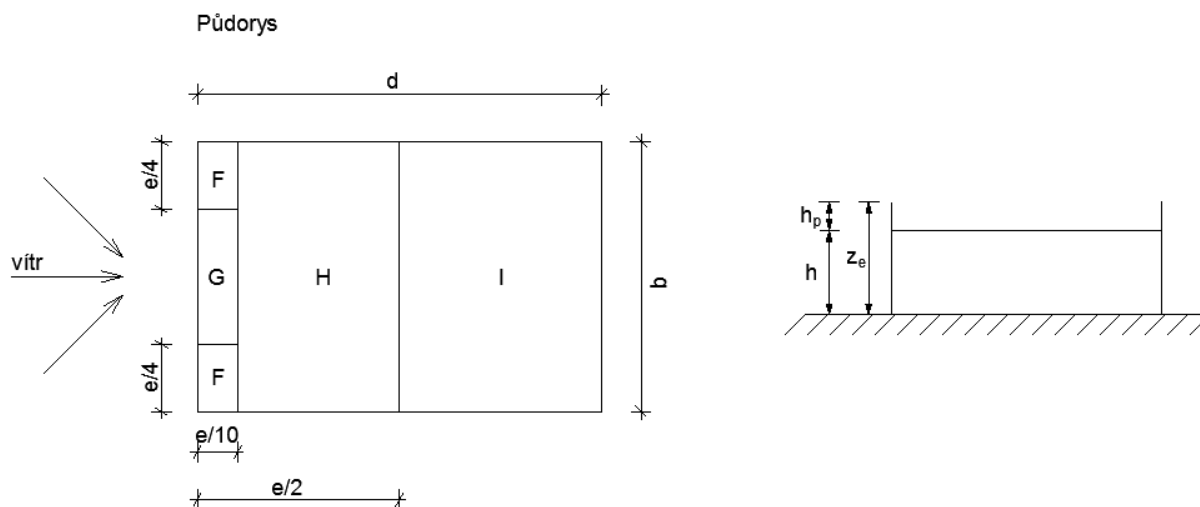
$$\text{Oblast F: } c_{pe} = -1,352$$

$$\text{Oblast G: } c_{pe} = -0,876$$

$$\text{Oblast H: } c_{pe} = -0,7$$

$$\text{Oblast I: } c_{pe} = \pm 0,2$$

Ploché střechy mají sklon v rozmezí $-5^\circ \leq \alpha_{stř} \leq 5^\circ$. Navrhovaná vícepodlažní budova má sklon střechy $2,5^\circ$.



Obr. 5.17 Označení ploch u plochých střech

Hodnota e se vypočítá z rovnice:

$$e = \min(b; 2h) = \min(24; 2 \cdot 16,08) = 24m$$

$$\frac{e}{2} = \frac{24}{2} = 12m$$

$$\frac{e}{4} = \frac{24}{4} = 6m$$

$$\frac{e}{10} = \frac{24}{10} = 2,4m$$

Výsledné hodnoty tlaku větru na ploché střechy:

$$\text{Oblast F: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^F - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-1,352 - 0,2) = -1,229kN/m^2$$

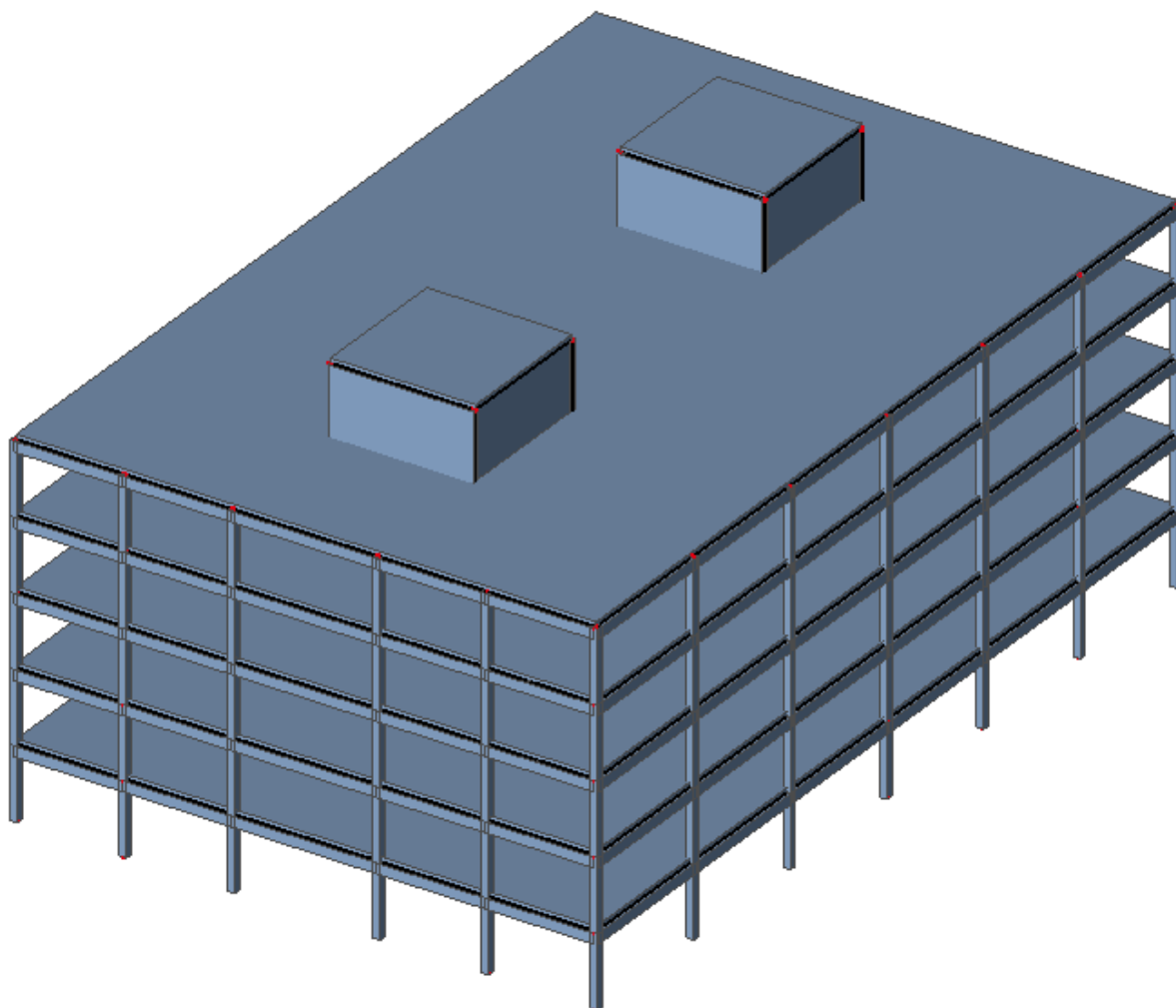
$$\text{Oblast G: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^G - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,876 - 0,2) = -0,852kN/m^2$$

$$\text{Oblast H: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^H - c_{pi}) = 0,792 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,713kN/m^2$$

$$\text{Oblast I: } w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe}^I - c_{pi}) = 0,792 \cdot (\pm 0,2 - 0,2) = 0kN/m^2; -0,317kN/m^2$$

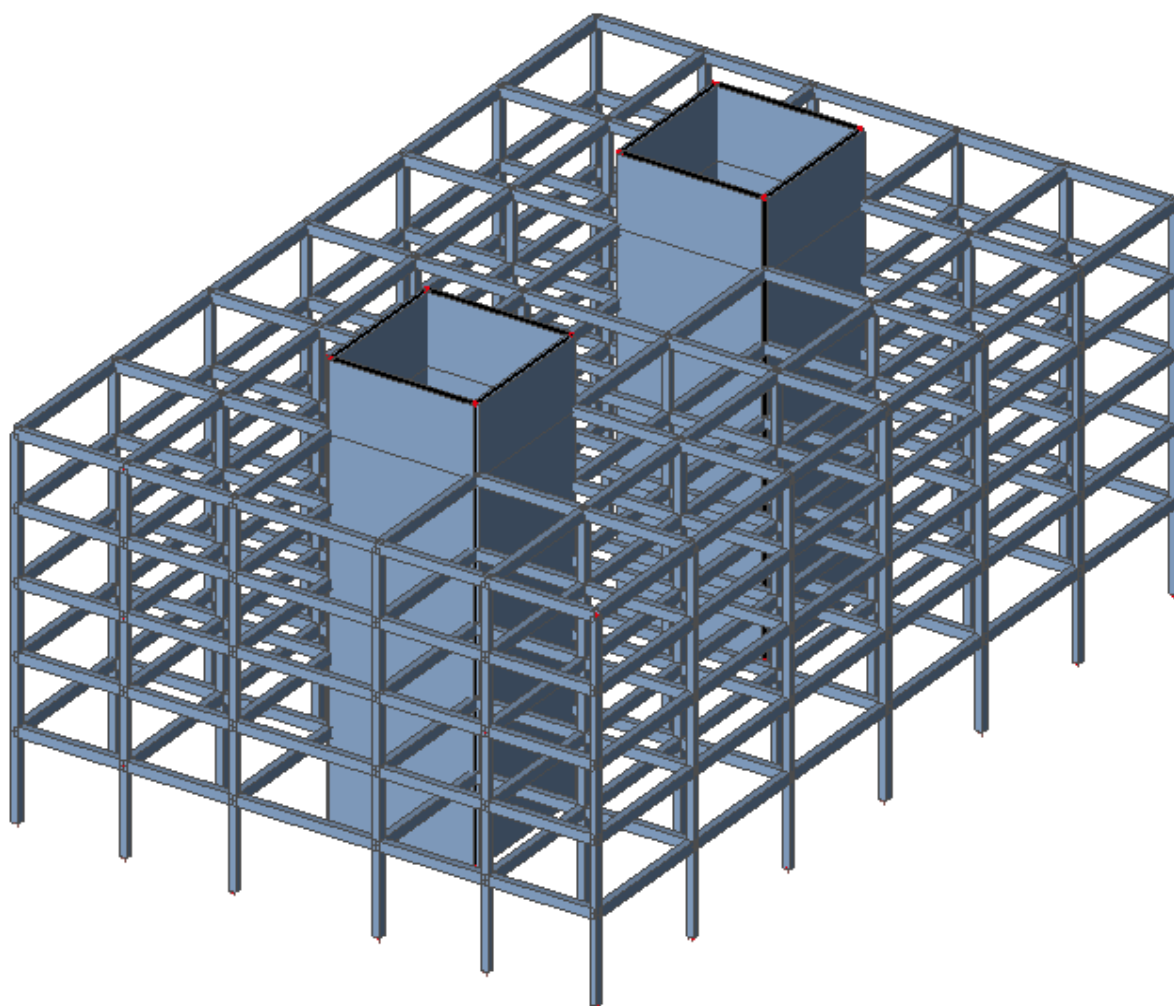
6. Posudek vícepodlažní budovy na mezní stav únosnosti

Model vícepodlažní budovy a výpočet vnitřních sil byl proveden v programu Scia Engineer 2013. V původním modelu vícepodlažní budovy byly vymodelovány sloupy, průvlaky, stropní desky, stěny jádra a zastřešení jádra. Z výsledků vnitřních sil však bylo patrné, že část ohybových momentů z průvlaků převzaly stropní železobetonové desky, díky čemuž se změnil průběh ohybových momentů na průvlacích. V tomto modelu bylo zatížení stropní konstrukce modelováno jako plošné v jednotkách $[\text{kN/m}^2]$. Vzhledem k tomu, že průběhy ohybových momentů na průvlacích neodpovídaly předpokládaným průběhům ohybových momentů nad podporami a v polích a výsledky ručního výpočtu se lišily od výsledků v modelu, bylo od tohoto modelu upuštěno.



Obr. 6.1 Původní 3D model vícepodlažní budovy

Byl proto vytvořen nový 3D model vícepodlažní budovy, ve kterém nebyly vymodelovány stropní železobetonové desky. Hodnoty vlastní tíhy desky a veškerá zatížení (stálá a proměnná), která na desku působila, byly přepočítány roznášecími šířkami průvlaků a umístěny do průvlaků. V tomto případě bylo zatížení uvedeno v jednotkách [kN/m]. Tento způsob modelování zatížení je méně praktický než v případě plošného zatížení, jsou však minimalizovány odchylky od ručního výpočtu a průběhy ohybových momentů mají předpokládaný tvar. Výpočet probíhal lineárně a jednotlivá zatížení byla umístěna v 10 zatěžovacích stavech, z nichž bylo vytvořeno celkem 568 kombinací zatížení pro posudek na mezní stav únosnosti. Ve 3D modelu nebylo uvažováno zohlednění návějí na výstupky a překážky na střeše od zatížení sněhem, jelikož toto zatížení nemá zásadní vliv na konstrukci.



Obr. 6.2 Navržený 3D model vícepodlažní budovy

6.1 Zatěžovací stavy a kombinace zatížení

Postupnou analýzou bylo vytvořeno celkem 10 zatěžovacích stavů, které by měly největší vliv na vnitřní síly a deformace konstrukce. Tyto zatěžovací stavy jsou blíže popsány v příloze. Kombinace zatížení pro posouzení na MSÚ byly vytvořeny dle normy ČSN EN 1991-1-1[1] na základě vztahu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

kde

$\gamma_{G,j}$ je dílčí součinitel j-tého stálého zatížení

$G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení

$Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení

$\gamma_{Q,1}$ je dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení

$\gamma_{Q,i}$ je dílčí součinitel i-tého proměnného zatížení

$\psi_{0,i}$ je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

6.2 ŽB Stropní deska

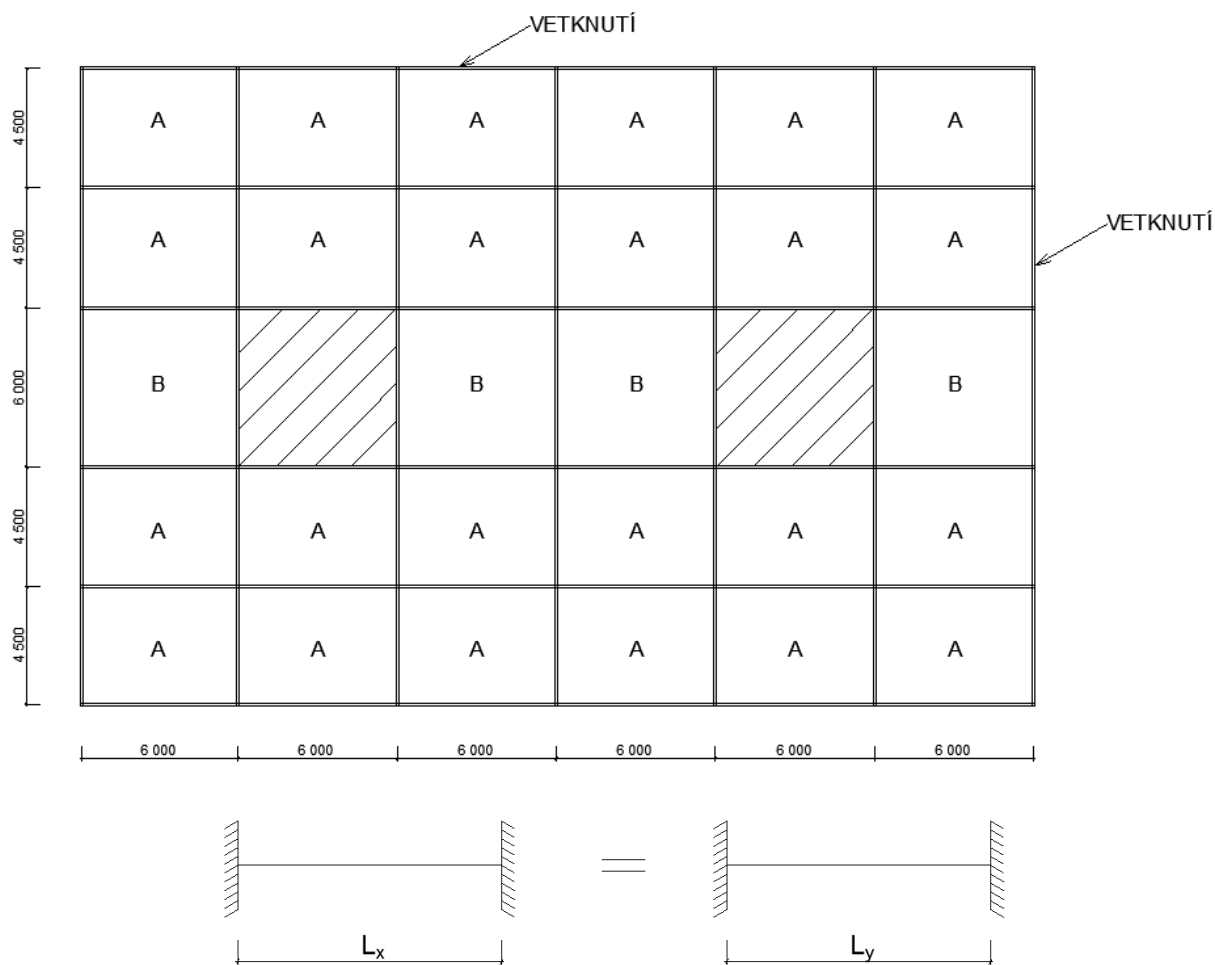
Výpočet vnitřních sil ŽB stropní desky v jednotlivých nadzemních podlažích nebyl proveden v programu Scia Engineer 2013. Ze statického hlediska se jedná o ŽB spojitou desku, která je po obvodě vetknutá do průvlaků. Vzhledem k tomu, že v místech, kde je deska spojitá, je uvažována také jako vetknutá, bylo upuštěno od výpočtu v programu Scia Engineer. Další důvodem, proč byla spojitá deska řešena ručním výpočtem, bylo přesné rozdělení zatížení ve směru X a ve směru Y. Spojitá deska byla rozdělena do jednotlivých polí, které se lišily svými rozměry.

Ve výpočtu stropní desky u 1.NP-4.NP bylo uvažováno s vlastní tíhou spojitě desky, stálým zatížením a nahodilým zatížením. Vzhledem k tomu, že zatížení vzniklá rozdílnými skladbami podlah se téměř neliší, bylo ve výpočtu uvažováno pouze se skladbou podlahy 2. Stejný postup byl proveden u volby nahodilého zatížení. Zatížení od vnitřních příček bylo taktéž připočteno ke stálému zatížení.

V případě výpočtu stropní desky u 5.NP bylo uvažováno s vlastní tíhou spojitě desky, stálým zatížením (tíha střešní skladby) a zatížením sněhem. Zatížení sněhem přitěžovalo konstrukci více než zatížení nahodilé, proto bylo uvažováno ve výpočtu.

Stropní konstrukci zastřešující ŽB monolitické jádro tvořila křížem vyztužená ŽB deska, která byla po obvodě vetknutá. V tomto případě bylo uvažováno se stejným zatížením, které působilo na stropní desku 5.NP. Vzhledem k tomu, že zatížení se v jednotlivých nadzemních podlažích téměř neliší, byl proveden jednotný návrh vyztužení. Posouzení na mezní stav únosnosti byl proveden metodou mezní rovnováhy.

Vícepodlažní budova není založena na základové desce a objekt také není podsklepený, tudíž zatížení působící v 1.NP není uvažováno ve výpočtu. Předpokládá se však stejná tloušťka desky v 1.NP a stejný návrh vyztužení jako v případě stropních desek v jednotlivých podlažích. Tíha desky v 1.NP a zatížení na ní působící jsou uvažovány ve výpočtu základového pásu a základové patky.



Obr. 6.3 Statické schéma spojitě desky

a) ŽB stropní deska v 1.NP-4.NP

1) Zatížení působící na stropní ŽB desku

Vlastní tíha ŽB desky:

$$g_{k,d} = 5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{d,d} = 5 \cdot \gamma_G = 5 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

Stálé zatížení od podlahy:

$$g_{k,p} = 0,571 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{d,p} = 0,571 \cdot \gamma_G = 0,571 \cdot 1,35 = 0,771 \text{ kN/m}^2$$

Vlastní tíha příček:

$$g_{k,př} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{d,př} = 0,75 \cdot \gamma_G = 0,75 \cdot 1,35 = 1,013 \text{ kN/m}^2$$

Nahodilé zatížení:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow q_d = 2,00 \cdot \gamma_Q = 2,00 \cdot 1,50 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Celková hodnota zatížení působící na ŽB desku:

$$p = 6,75 + 0,771 + 1,013 + 3,00 = 11,534 \text{ kN/m}^2$$

2) Výpočet ohybových momentů v poli A

Rozpětí ve směru osy X = $L_x = 6,0\text{m}$

Rozpětí ve směru osy Y = $L_y = 4,5\text{m}$

Hodnoty průhybů v poli A:

$$W_x = W_y$$

$$\frac{1p_x \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1p_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Přepočet zatížení do směru X:

$$p_x = \frac{p \cdot L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11,534 \cdot 4,5^4}{6,0^4 + 4,5^4} = 2,773 \text{ kN/m}^2$$

Přepočet zatížení do směru Y:

$$p_y = \frac{p \cdot L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11,534 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 4,5^4} = 8,762 \text{ kN/m}^2$$

Maximální hodnoty kladných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_x \cdot L_x^2 = \frac{1}{24} \cdot 2,773 \cdot 6,0^2 = 4,156 \text{ kNm/m}$$

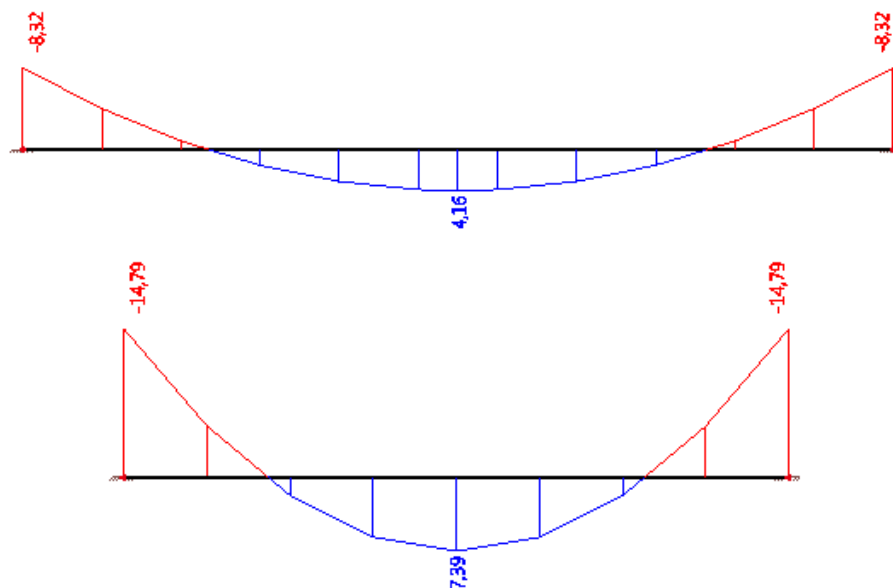
$$M_{y,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_y \cdot L_y^2 = \frac{1}{24} \cdot 8,762 \cdot 4,5^2 = 7,393 \text{ kNm/m}$$

Maximální hodnoty záporných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_x \cdot L_x^2 = -\frac{1}{12} \cdot 2,773 \cdot 6,0^2 = -8,319 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_y \cdot L_y^2 = -\frac{1}{12} \cdot 8,762 \cdot 4,5^2 = -14,786 \text{ kNm/m}$$

Vykreslení ohybových momentů:



Obr. 6.4 Vykreslení ohybových momentů v poli A ve směru X a Y 1.NP-4.NP

Výpočet redukce momentů spojitě desky:

$$\kappa = \frac{5}{6} \cdot \frac{L_x^2 \cdot L_y^2}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{5}{6} \cdot \frac{6,0^2 \cdot 4,5^2}{6,0^4 + 4,5^4} = 0,36$$

Hodnoty redukováných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed,red}^+ = M_{x,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 4,156 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,36\right) = 3,657 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = M_{y,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 7,393 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,36\right) = 6,506 \text{ kNm/m}$$

3) Výpočet ohybových momentů v poli B

Rozpětí ve směru osy X = $L_x = 6,0\text{m}$

Rozpětí ve směru osy Y = $L_y = 6,0\text{m}$

Hodnoty průhybů v poli B:

$$W_x = W_y$$

$$\frac{1p_x \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1p_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Přepočet zatížení do směru X:

$$p_x = \frac{p \cdot L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11,534 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 5,767 \text{ kN/m}^2$$

Přepočet zatížení do směru Y:

$$p_y = \frac{p \cdot L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11,534 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 5,767 \text{ kN/m}^2$$

Maximální hodnoty kladných ohybových momentů:

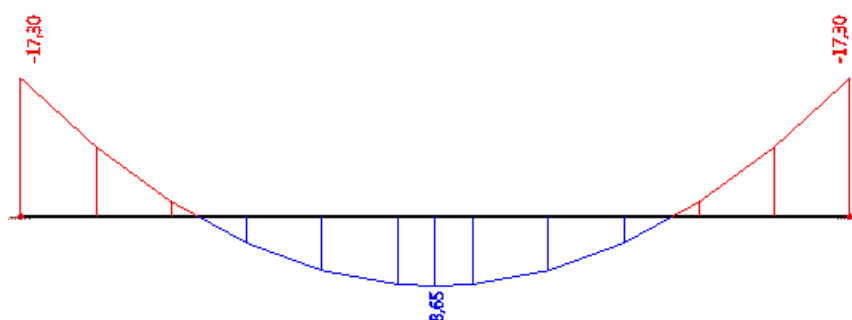
$$M_{x,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_x \cdot L_x^2 = \frac{1}{24} \cdot 5,767 \cdot 6,0^2 = 8,651 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_y \cdot L_y^2 = \frac{1}{24} \cdot 5,767 \cdot 6,0^2 = 8,651 \text{ kNm/m}$$

Maximální hodnoty záporných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_x \cdot L_x^2 = -\frac{1}{12} \cdot 5,767 \cdot 6,0^2 = -17,301 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_y \cdot L_y^2 = -\frac{1}{12} \cdot 5,767 \cdot 6,0^2 = -17,301 \text{ kNm/m}$$

Vykreslení ohybových momentů:

Obr. 6.5 Vykreslení ohybových momentů v poli B ve směru X a Y 1.NP-4.NP

Výpočet redukce momentů spojitě desky:

$$\kappa = \frac{5}{6} \cdot \frac{L_x^2 \cdot L_y^2}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{5}{6} \cdot \frac{6,0^2 \cdot 6,0^2}{6,0^4 + 6,0^4} = 0,42$$

Hodnoty redukováných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed,red}^+ = M_{x,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 8,651 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,42\right) = 7,440 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = M_{y,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 8,651 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,42\right) = 7,440 \text{ kNm/m}$$

Návrhové ohybové momenty:

$$M_{x,Ed,red}^+ = 7,440kNm/m$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = 7,440kNm/m$$

$$M_{x,Ed}^- = -17,301kNm/m$$

$$M_{y,Ed}^- = \frac{-14,786 - 17,301}{2} = -16,044kNm/m$$

b) ŽB stropní deska v 5.NP

1) Zatížení působící na spojitou ŽB desku

Vlastní tíha ŽB desky:

$$g_{k,d} = 5kN/m^2 \Rightarrow g_{d,d} = 5 \cdot \gamma_G = 5 \cdot 1,35 = 6,75kN/m^2$$

Stálé zatížení od střešní konstrukce:

$$g_{k,stř} = 0,073kN/m^2 \Rightarrow g_{d,stř} = 0,073 \cdot \gamma_G = 0,571 \cdot 1,35 = 0,099kN/m^2$$

Zatížení sněhem:

$$s_k = 0,8kN/m^2 \Rightarrow s_d = 0,80 \cdot \gamma_Q = 0,80 \cdot 1,50 = 1,20kN/m^2$$

Celková hodnota zatížení působící na ŽB desku:

$$p = 6,75 + 0,099 + 1,20 = 8,049kN/m^2$$

2) Výpočet ohybových momentů v poli A

Rozpětí ve směru osy X = $L_x = 6,0m$

Rozpětí ve směru osy Y = $L_y = 4,5m$

Hodnoty průhybů v poli A:

$$W_x = W_y$$

$$\frac{1p_x \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1p_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Přepočet zatížení do směru X:

$$p_x = \frac{p \cdot L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 4,5^4}{6,0^4 + 4,5^4} = 1,935kN/m^2$$

Přepočet zatížení do směru Y:

$$p_y = \frac{p \cdot L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 4,5^4} = 6,114 \text{ kN/m}^2$$

Maximální hodnoty kladných ohybových momentů:

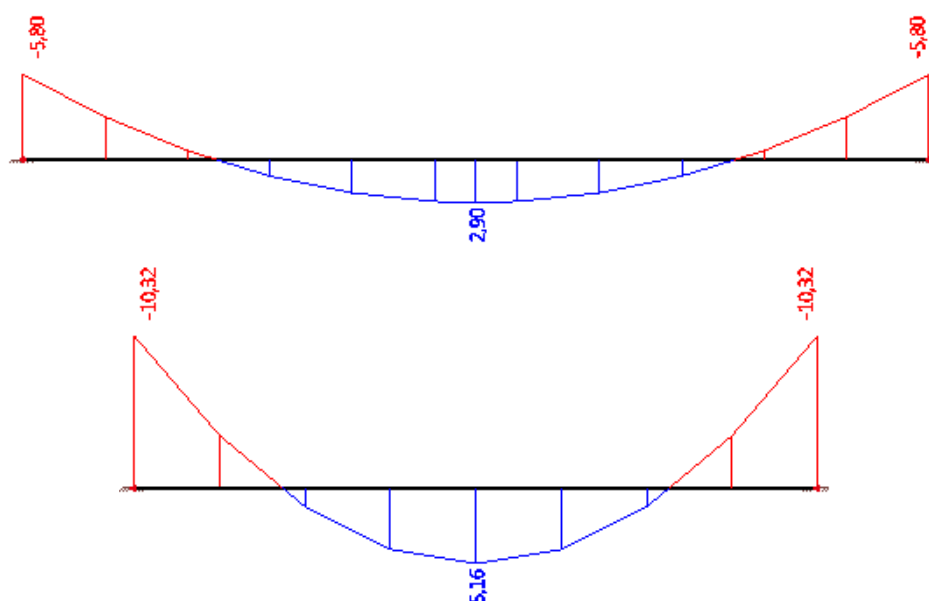
$$M_{x,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_x \cdot L_x^2 = \frac{1}{24} \cdot 1,935 \cdot 6,0^2 = 2,903 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_y \cdot L_y^2 = \frac{1}{24} \cdot 6,114 \cdot 4,5^2 = 5,159 \text{ kNm/m}$$

Maximální hodnoty záporných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_x \cdot L_x^2 = -\frac{1}{12} \cdot 1,935 \cdot 6,0^2 = -5,805 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_y \cdot L_y^2 = -\frac{1}{12} \cdot 6,114 \cdot 4,5^2 = -10,317 \text{ kNm/m}$$

Vykreslení ohybových momentů:

Obr. 6.6 Vykreslení ohybových momentů v poli A ve směru X a Y 5.NP

Výpočet redukce momentů spojitě desky:

$$\kappa = \frac{5}{6} \cdot \frac{L_x^2 \cdot L_y^2}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{5}{6} \cdot \frac{6,0^2 \cdot 4,5^2}{6,0^4 + 4,5^4} = 0,36$$

Hodnoty redukovanych ohybových momentů:

$$M_{x,Ed,red}^+ = M_{x,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3}\kappa\right) = 2,903 \cdot \left(1 - \frac{1}{3}0,36\right) = 2,579 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = M_{y,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3}\kappa\right) = 5,159 \cdot \left(1 - \frac{1}{3}0,36\right) = 4,540 \text{ kNm/m}$$

3) Výpočet ohybových momentů v poli B

Rozpětí ve směru osy X = $L_x = 6,0\text{m}$

Rozpětí ve směru osy Y = $L_y = 6,0\text{m}$

Hodnoty průhybů v poli B:

$$W_x = W_y$$

$$\frac{1p_x \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1p_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Přepočet zatížení do směru X:

$$p_x = \frac{p \cdot L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 4,025 \text{ kN/m}^2$$

Přepočet zatížení do směru Y:

$$p_y = \frac{p \cdot L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 4,025 \text{ kN/m}^2$$

Maximální hodnoty kladných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_x \cdot L_x^2 = \frac{1}{24} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = 6,038 \text{ kNm/m}$$

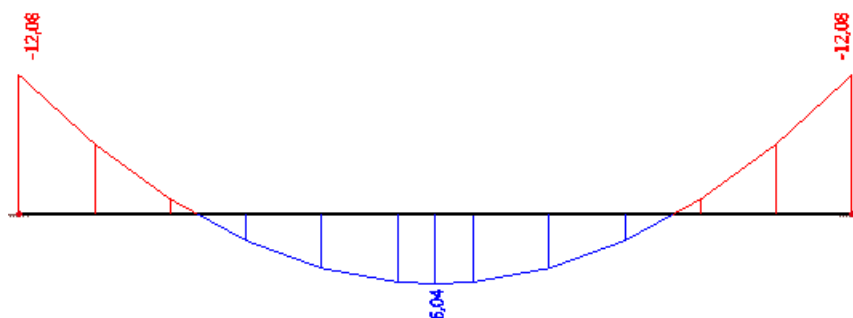
$$M_{y,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_y \cdot L_y^2 = \frac{1}{24} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = 6,038 \text{ kNm/m}$$

Maximální hodnoty záporných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_x \cdot L_x^2 = -\frac{1}{12} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = -12,075 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_y \cdot L_y^2 = -\frac{1}{12} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = -12,075 \text{ kNm/m}$$

Vykreslení ohybových momentů:



Obr. 6.7 Vykreslení ohybových momentů v poli B ve směru X a Y 5.NP

Výpočet redukce momentů spojitě desky:

$$\kappa = \frac{5}{6} \cdot \frac{L_x^2 \cdot L_y^2}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{5}{6} \cdot \frac{6,0^2 \cdot 6,0^2}{6,0^4 + 6,0^4} = 0,42$$

Hodnoty redukovaných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed,red}^+ = M_{x,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 6,038 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,42\right) = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = M_{y,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \kappa\right) = 6,038 \cdot \left(1 - \frac{1}{3} 0,42\right) = 5,193 \text{ kNm/m}$$

Návrhové ohybové momenty:

$$M_{x,Ed,red}^+ = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x,Ed}^- = -12,075 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = \frac{-10,317 - 12,075}{2} = -11,196 \text{ kNm/m}$$

c) ŽB stropní deska zastřešující ŽB jádro

1) Zatížení působící na ŽB desku

Vlastní tíha ŽB desky:

$$g_{k,d} = 5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{d,d} = 5 \cdot \gamma_G = 5 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

Stálé zatížení od střešní konstrukce:

$$g_{k,stř} = 0,073 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{d,stř} = 0,073 \cdot \gamma_G = 0,571 \cdot 1,35 = 0,099 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení sněhem:

$$s_k = 0,8kN/m^2 \Rightarrow s_d = 0,80 \cdot \gamma_Q = 0,80 \cdot 1,50 = 1,20kN/m^2$$

Celková hodnota zatížení působící na ŽB desku:

$$p = 6,75 + 0,099 + 1,20 = 8,049kN/m^2$$

2) Výpočet ohybových momentů

Rozpětí ve směru osy X = $L_x = 6,0m$

Rozpětí ve směru osy Y = $L_y = 6,0m$

Hodnoty průhybů:

$$W_x = W_y$$

$$\frac{1p_x \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1p_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Přepočet zatížení do směru X:

$$p_x = \frac{p \cdot L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 4,025kN/m^2$$

Přepočet zatížení do směru Y:

$$p_y = \frac{p \cdot L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8,049 \cdot 6,0^4}{6,0^4 + 6,0^4} = 4,025kN/m^2$$

Maximální hodnoty kladných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_x \cdot L_x^2 = \frac{1}{24} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = 6,038kNm/m$$

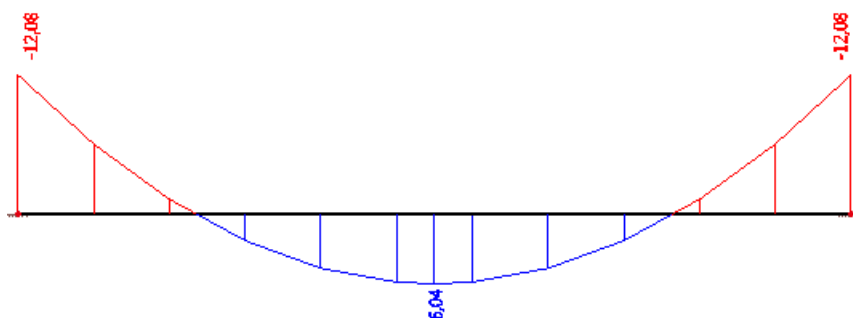
$$M_{y,Ed}^+ = \frac{1}{24} \cdot p_y \cdot L_y^2 = \frac{1}{24} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = 6,038kNm/m$$

Maximální hodnoty záporných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_x \cdot L_x^2 = -\frac{1}{12} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = -12,075kNm/m$$

$$M_{y,Ed}^- = -\frac{1}{12} \cdot p_y \cdot L_y^2 = -\frac{1}{12} \cdot 4,025 \cdot 6,0^2 = -12,075kNm/m$$

Vykreslení ohybových momentů:



Obr. 6.8 Vykreslení ohybových momentů ve směru X a Y nad jádrem

Výpočet redukce momentů ŽB desky:

$$\kappa = \frac{5}{6} \cdot \frac{L_x^2 \cdot L_y^2}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{5}{6} \cdot \frac{6,0^2 \cdot 6,0^2}{6,0^4 + 6,0^4} = 0,42$$

Hodnoty redukovaných ohybových momentů:

$$M_{x,Ed,red}^+ = M_{x,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3}\kappa\right) = 6,038 \cdot \left(1 - \frac{1}{3}0,42\right) = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = M_{y,Ed}^+ \cdot \left(1 - \frac{1}{3}\kappa\right) = 6,038 \cdot \left(1 - \frac{1}{3}0,42\right) = 5,193 \text{ kNm/m}$$

Návrhové ohybové momenty:

$$M_{x,Ed,red}^+ = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed,red}^+ = 5,193 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x,Ed}^- = -12,075 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Ed}^- = -12,075 \text{ kNm/m}$$

d) Návrh vyztužení ŽB desky

Navržená tloušťka desky:

$$h_d = 200 \text{ mm}$$

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C30/37:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

Navržené profily výztuží:

$$\phi_h = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_d = 8 \text{ mm}$$

Krytí výztuže:

a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu

$$c_{\min,b} = 10 \text{ mm}$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC1 (vnitřní prostory budov s nízkou vlhkostí vzduchu)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(10; 20; 10) = 20 \text{ mm}$$

e) Toleranční zvětšení

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

Vyztužení na kladný moment:

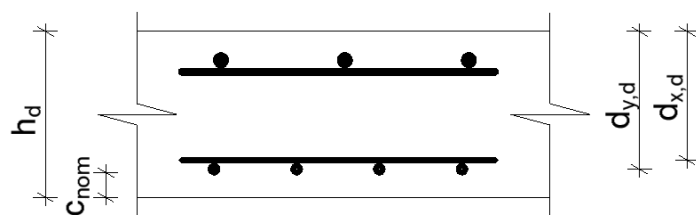
$$\phi_d = 8 \text{ mm}$$

Spodní výztuž ve směru Y

Účinná výška průřezu:

$$d_{x,d} = h_d - c_{nom} - \phi_d - \frac{\phi_d}{2} = 200 - 30 - 8 - \frac{8}{2} = 158 \text{ mm}$$

$$d_{y,d} = h_d - c_{nom} - \frac{\phi_d}{2} = 200 - 30 - \frac{8}{2} = 166 \text{ mm}$$



Obr. 6.9 Účinná výška průřezu – dolní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{x,Ed,max,red}^+}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_{x,d}} = \frac{7,440 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 158} = 120,337 mm^2$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{y,Ed,max,red}^+}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_{y,d}} = \frac{7,440 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 166} = 114,538 mm^2$$

Vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$s = 100 mm$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,x,d} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = \frac{1}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 502,655 mm^2$$

$$A_{s,skut,y,d} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = \frac{1}{100} \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 502,655 mm^2$$

e) Posouzení na mezní stav únosnosti – kladný moment

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,x;y,d} \cdot f_{yd} = 502,655 \cdot 434,783 \Rightarrow 218,546 kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{lm} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{218,546 \cdot 10^3}{1 \cdot 1000 \cdot 0,8 \cdot 20} = 13,659 mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{x,Rd}^+ = F_s \cdot (d_{x,d} - 0,4 \cdot x) = 218,546 \cdot 10^3 \cdot (158 - 0,4 \cdot 13,659) \Rightarrow 33,336 kNm / m$$

$$M_{x,Rd}^+ = 33,336 kNm / m \geq M_{x,Ed,max,red}^+ = 7,440 kNm / m \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$M_{y,Rd}^+ = F_s \cdot (d_{y,d} - 0,4 \cdot x) = 218,546 \cdot 10^3 \cdot (166 - 0,4 \cdot 13,659) \Rightarrow 35,085 kNm / m$$

$$M_{y,Rd}^+ = 35,085 kNm / m \geq M_{y,Ed,max,red}^+ = 7,440 kNm / m \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Vyztužení na záporný moment:

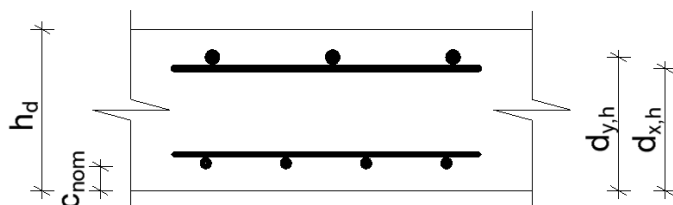
$$\phi_h = 10mm$$

Horní výztuž ve směru Y

Účinná výška průřezu:

$$d_{x,h} = h_d - c_{nom} - \phi_h - \frac{\phi_h}{2} = 200 - 30 - 10 - \frac{10}{2} = 155mm$$

$$d_{y,h} = h_d - c_{nom} - \frac{\phi_h}{2} = 200 - 30 - \frac{10}{2} = 165mm$$



Obr. 6.10 Účinná výška průřezu – horní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{x,Ed,max}^-}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_{x,h}} = \frac{17,301 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 155} = 285,249mm^2$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{y,Ed,max}^-}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_{y,h}} = \frac{16,044 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 165} = 248,493mm^2$$

Vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$s = 150mm$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,x,h} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4} = \frac{1}{150} \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 523,599mm^2$$

$$A_{s,skut,y,h} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4} = \frac{1}{150} \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 523,599mm^2$$

f) Posouzení na mezní stav únosnosti – záporný moment

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,x,y,h} \cdot f_{yd} = 523,599 \cdot 434,783 \Rightarrow 227,652kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{lm} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{227,652 \cdot 10^3}{1 \cdot 1000 \cdot 0,8 \cdot 20} = 14,228 \text{ mm}$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{x,Rd}^- = F_s \cdot (d_{x,h} - 0,4 \cdot x) = 227,652 \cdot 10^3 \cdot (155 - 0,4 \cdot 14,228) \Rightarrow 33,990 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x,Rd}^- = 33,990 \text{ kNm/m} \geq M_{x,Ed,max}^- = 17,301 \text{ kNm/m} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

$$M_{y,Rd}^- = F_s \cdot (d_{y,h} - 0,4 \cdot x) = 227,652 \cdot 10^3 \cdot (165 - 0,4 \cdot 14,228) \Rightarrow 36,267 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,Rd}^- = 36,267 \text{ kNm/m} \geq M_{y,Ed,max}^- = 16,044 \text{ kNm/m} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

g) Konstrukční zásady

Omezení množství hlavní tahové výztuže:

- Minimální stupeň vyztužení - $d_{x,d}$:

$$A_{s,min,x,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{lm} \cdot d_{x,d} \\ 0,0013 \cdot b_{lm} \cdot d_{x,d} \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,x,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 158 \\ 0,0013 \cdot 1000 \cdot 158 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 238,264 \\ 205,400 \end{array} \right\} = 238,264 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,x,d} \geq A_{s,min,x,d} \Rightarrow 502,655 \text{ mm}^2 \geq 238,264 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,x,d} \leq A_{s,max} \Rightarrow 502,655 \text{ mm}^2 \leq 8000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Minimální stupeň vyztužení - $d_{y,d}$:

$$A_{s,min,y,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{lm} \cdot d_{y,d} \\ 0,0013 \cdot b_{lm} \cdot d_{y,d} \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,y,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 166 \\ 0,0013 \cdot 1000 \cdot 166 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 250,328 \\ 215,800 \end{array} \right\} = 250,328 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y,d} \geq A_{s,min,y,d} \Rightarrow 502,655 \text{ mm}^2 \geq 250,328 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y,d} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 502,655 \text{ mm}^2 \leq 8000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Minimální stupeň vyztužení - $d_{x,h}$:

$$A_{s,\min,x,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{lm} \cdot d_{x,h} \\ 0,0013 \cdot b_{lm} \cdot d_{x,h} \end{array} \right\}$$

$$A_{s,\min,x,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 155 \\ 0,0013 \cdot 1000 \cdot 155 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 233,740 \\ 201,500 \end{array} \right\} = 233,740 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,x,h} \geq A_{s,\min,x,h} \Rightarrow 523,599 \text{ mm}^2 \geq 233,740 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,x,h} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 523,599 \text{ mm}^2 \leq 8000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Minimální stupeň vyztužení - $d_{y,h}$:

$$A_{s,\min,y,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{lm} \cdot d_{y,h} \\ 0,0013 \cdot b_{lm} \cdot d_{y,h} \end{array} \right\}$$

$$A_{s,\min,y,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 165 \\ 0,0013 \cdot 1000 \cdot 165 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 248,820 \\ 214,500 \end{array} \right\} = 248,820 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y,h} \geq A_{s,\min,y,h} \Rightarrow 523,599 \text{ mm}^2 \geq 248,820 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y,h} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 523,599 \text{ mm}^2 \leq 8000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x_d}{d_{x,d}} = \frac{13,659}{158} = 0,086$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,086 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$\xi = \frac{x_d}{d_{y,d}} = \frac{13,659}{166} = 0,082$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,082 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$\xi = \frac{x_h}{d_{x,h}} = \frac{14,228}{155} = 0,092$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,092 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$\xi = \frac{x_h}{d_{y,h}} = \frac{14,228}{165} = 0,086$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,086 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

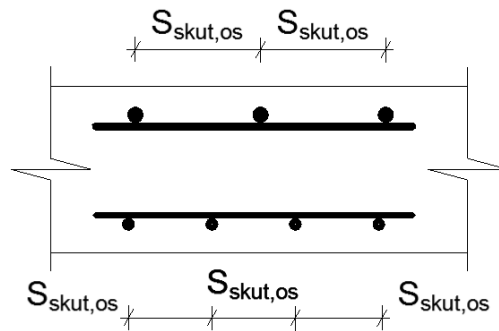
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty:

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h; 250) = \min(2 \cdot 200; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = \max(100; 150) = 150 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 150 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots VYHOVUJE$$



Obr. 6.11 Osové vzdálenosti mezi pruty výztuže

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

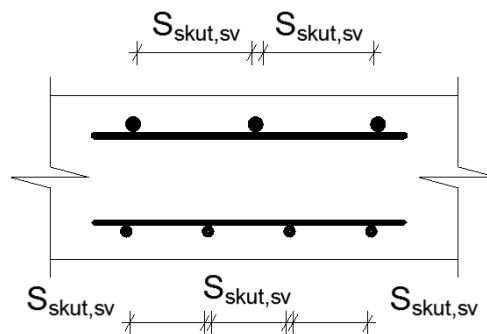
$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 10(8); 16 + 5; 20) = 21mm$$

$$S_{skut,sv,1} = S_1 - \phi = 100 - 8 = 92mm$$

$$S_{skut,sv,2} = S_2 - \phi = 150 - 10 = 140mm$$

$$S_{skut,sv} = \min(S_{skut,sv1}; S_{skut,sv2}) = \min(92; 140) = 92mm$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 92mm \geq 21mm.....VYHOVUJE$$



Obr. 6.12 Světlé vzdálenosti mezi pruty výztuže

Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{10 \cdot 434,783}{4 \cdot 3,0} = 362,319mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 362,319 = 362,319mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,\min} = \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} = \max\{0,3 \cdot 362,319; 10 \cdot 10; 100\}$$

$$l_{b,\min} = 108,696mm$$

Zvolené kotevní délky:

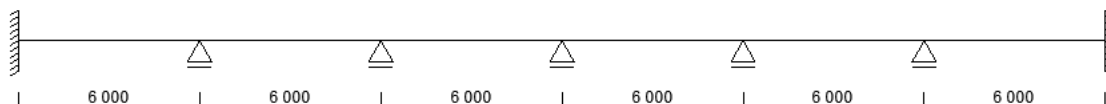
$$l_{bd} = 370mm$$

$$l_{b,\min} = 110mm$$

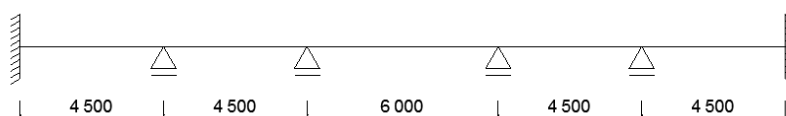
$$l_{bd} \geq l_{b,\min} \Rightarrow 370mm \geq 110mm.....VYHOVUJE$$

6.3 ŽB průvlak

Výpočet vnitřních sil u ŽB průvlaků byl proveden v programu Scia Engineer 2013. Ze statického hlediska se jedná o ŽB spojitý nosník, která je na obou koncích vetknutý. Ve výpočtu byl proveden návrh vyztužení krajního průvlaku (L-průřez) a vnitřního průvlaku (T-průřez) na kladný ohybový moment a na záporný ohybový moment. Součástí posouzení na mezní stav únosnosti byl také posudek na smykové namáhání.



Obr. 6.13 Statické schéma ŽB průvlaku ve směru x



Obr. 6.14 Statické schéma ŽB průvlaku ve směru y

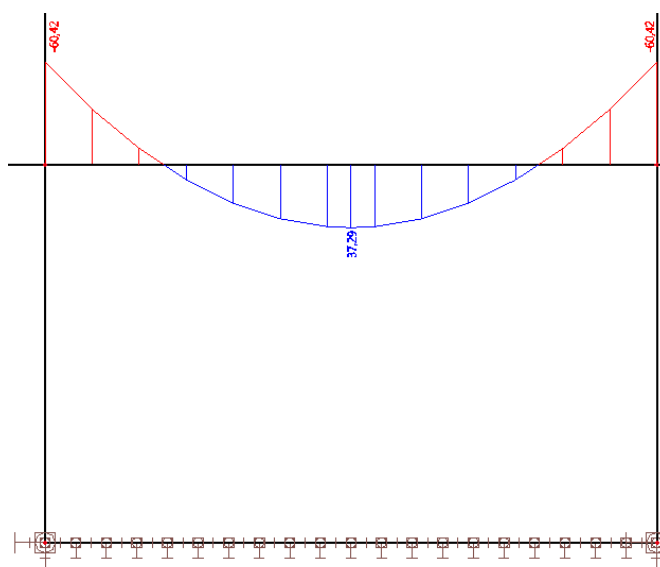
Rozhodující kombinace vnitřních sil u krajního průvlaku:

Maximální ohybový moment v poli:

$$M_{Ed,d} = 37,29 kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 169:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC5 + 1,5 \cdot LC6 + 0,9 \cdot LC10 + 0,75 \cdot LC8)$$



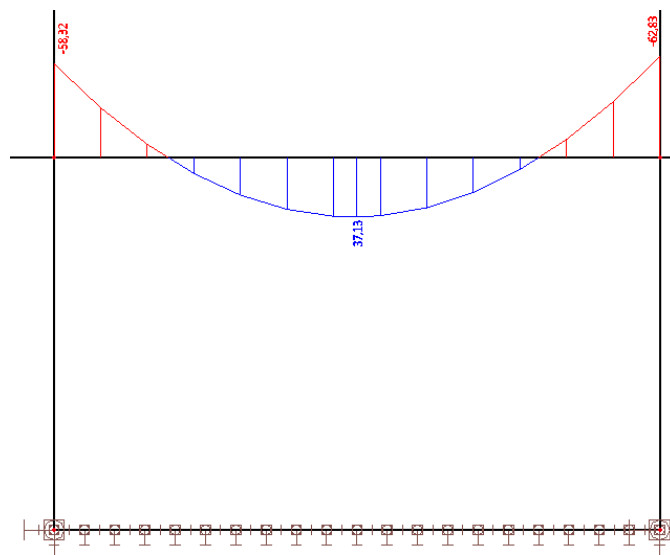
Obr. 6.15 Maximální ohybový moment v poli

Maximální ohybový moment nad podporou:

$$M_{Ed,h} = 62,83 kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 127:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 0,9 \cdot LC9)$$



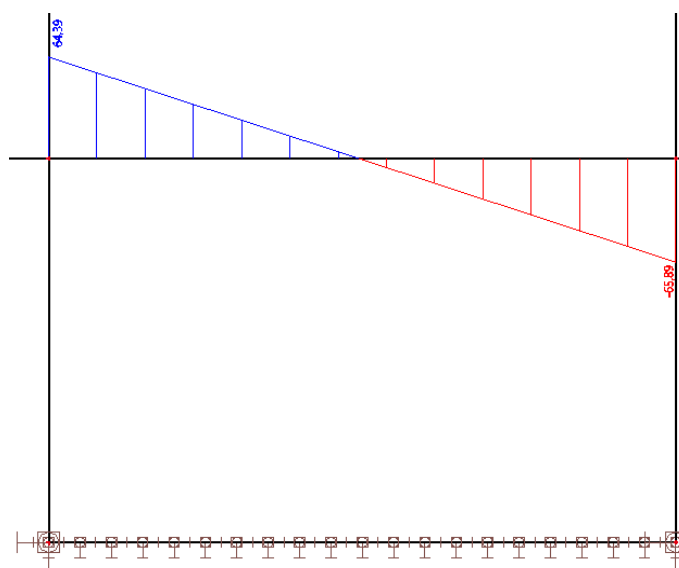
Obr. 6.16 Maximální ohybový moment nad podporou

Maximální posouvající síla:

$$V_{Ed} = 65,89 kN$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 105:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,35 \cdot LC3 + 0,9 \cdot LC9)$$



Obr. 6.17 Maximální posouvající síla

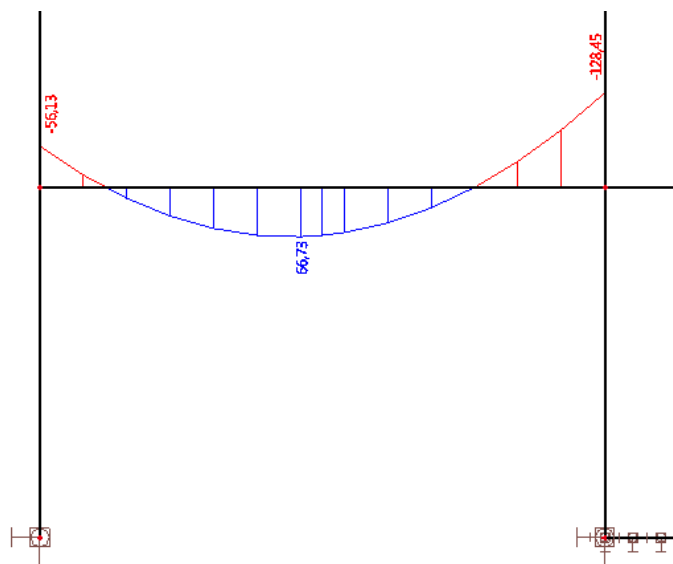
Rozhodující kombinace vnitřních sil u vnitřního průvlaku:

Maximální ohybový moment v poli:

$$M_{Ed,d} = 66,73 \text{ kNm}$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 128:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC5 + 0,9 \cdot LC9)$$



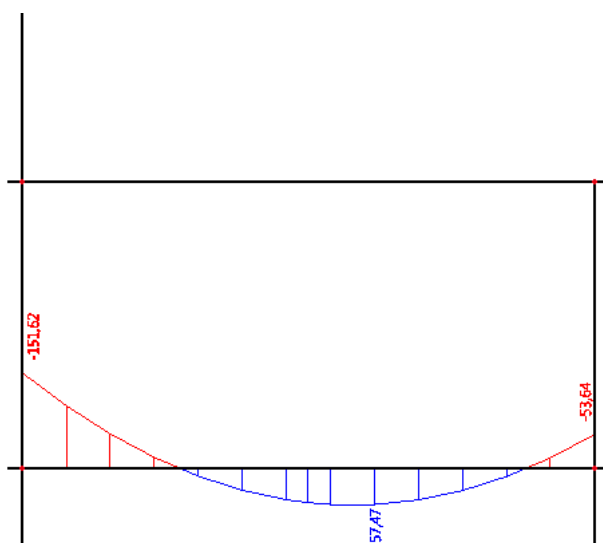
Obr. 6.18 Maximální ohybový moment v poli

Maximální ohybový moment nad podporou:

$$M_{Ed,h} = 151,62 \text{ kNm}$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 171:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 1,5 \cdot LC5 + 1,5 \cdot LC6 + 0,9 \cdot LC8)$$



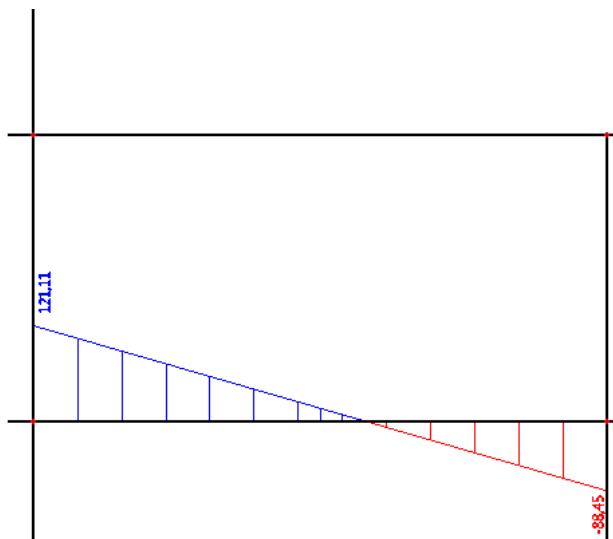
Obr. 6.19 Maximální ohybový moment nad podporou

Maximální posouvající síla:

$$V_{Ed} = 121,11 kN$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 171:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 1,5 \cdot LC5 + 1,5 \cdot LC6 + 0,9 \cdot LC8)$$



Obr. 6.20 Maximální posouvající síla

a) Návrh krytí výztuže ŽB průvlaku

Navržené rozměry průvlaku:

Výška průvlaku:

$$h_{pr} = 430 mm$$

Šířka průvlaku:

$$b_{pr} = 300 mm$$

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C30/37:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 MPa$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 MPa$$

Navržené profily výztuží krajního průvlaku:

$$\phi_h = 12mm$$

$$\phi_d = 10mm$$

Navržené profily výztuží vnitřního průvlaku:

$$\phi_h = 16mm$$

$$\phi_d = 12mm$$

Krytí výztuže

a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu

$$c_{\min,b} = 16mm$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC1 (vnitřní prostory budov s nízkou vlhkostí vzduchu)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 20mm$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min,dur}; 10mm) = \max(16; 20; 10) = 20mm$$

e) Toleranční zvětšení

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30mm$$

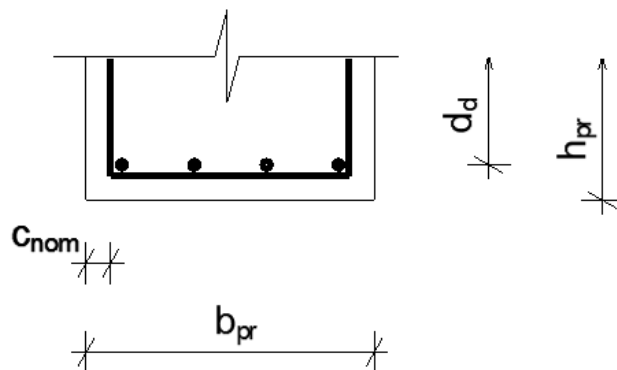
b) Vyztužení krajního průvlaku

a) Vyztužení na kladný moment:

$$\phi_d = 10mm$$

Účinná výška průřezu:

$$d_d = h_{pr} - c_{nom} - \frac{\phi_d}{2} = 430 - 30 - \frac{10}{2} = 395mm$$



Obr. 6.21 Účinná výška průřezu – dolní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,d}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_d} = \frac{37,29 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 395} = 241,257mm^2$$

Minimální počet kusů dolní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi \cdot \phi_d^2} = \frac{4 \cdot 241,257}{\pi \cdot 10^2} = 3,072kusů$$

Navržený počet kusů dolní výztuže:

$$n = 4kusy$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,d} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 314,159mm^2$$

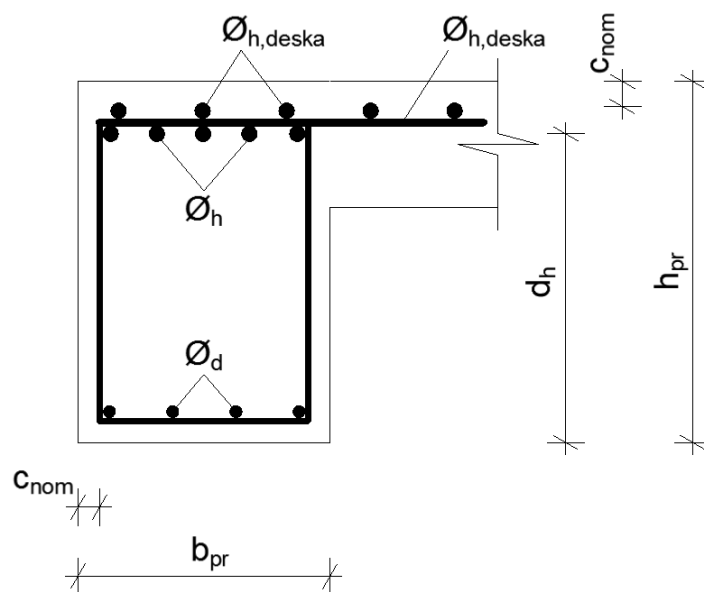
b) Vyztužení na záporný moment:

$$\phi_h = 12mm$$

Účinná výška průřezu:

$$d_{h,1} = h_{pr} - c_{nom} - \phi_{h,deska} - \phi_{h,deska} - \frac{\phi_h}{2} = 430 - 30 - 10 - 10 - \frac{12}{2} = 374mm$$

$$d_{h,2} = h_{pr} - c_{nom} - \frac{\phi_h}{2} = 430 - 30 - \frac{12}{2} = 394mm$$



Obr. 6.22 Účinná výška průřezu – horní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,h}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_h} = \frac{62,83 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 374} = 429,320 mm^2$$

Minimální počet kusů horní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi \cdot \phi_h^2} = \frac{4 \cdot 429,320}{\pi \cdot 12^2} = 3,796 kusů$$

Navržený počet kusů horní výztuže:

$$n = 5 kusů$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,h} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4} = 5 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 565,487 mm^2$$

c) Posouzení na mezní stav únosnosti – krajní průvlak

a) Kladný moment

Vzdálenost nulových momentů:

$$l_0 = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 6000 \Rightarrow 4200 mm$$

$$b_1 = \frac{l_{os} - b_{pr}}{2} = \frac{6000 - 300}{2} = 2850 mm$$

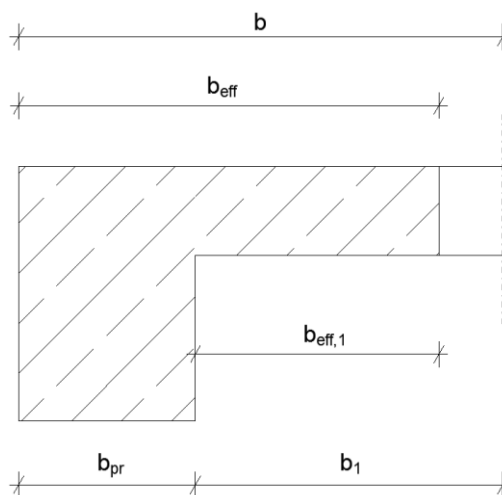
Spolupůsobící šířka desky:

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2850 + 0,1 \cdot 4200 = 990mm$$

$$b_{eff,1} = 990mm < b_1 = 2850mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{pr} = 990 + 300 = 1290mm$$

$$b_{eff} = 1290mm < b = 3150mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$



Obr. 6.23 Spolupůsobící šířka desky – L-průřez

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,d} \cdot f_{yd} = 314,159 \cdot 434,783 \Rightarrow 136,591kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{eff} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{136,591 \cdot 10^3}{1 \cdot 1290 \cdot 0,8 \cdot 20} = 6,618mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,d} = F_s \cdot (d_d - 0,4 \cdot x) = 136,591 \cdot 10^3 \cdot (395 - 0,4 \cdot 6,618) \Rightarrow 53,592kNm$$

$$M_{Rd,d} = 53,592kNm \geq M_{Ed,d} = 37,29kNm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

b) Záporný moment**Síla ve výztuži:**

$$F_s = A_{s,skut,h} \cdot f_{yd} = 565,487 \cdot 434,783 \Rightarrow 245,864kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{pr} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{245,864 \cdot 10^3}{1 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 20} = 51,222 \text{ mm}$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,h} = F_s \cdot (d_h - 0,4 \cdot x) = 245,864 \cdot 10^3 \cdot (374 - 0,4 \cdot 51,222) \Rightarrow 86,916 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,h} = 86,916 \text{ kNm} \geq M_{Ed,h} = 62,83 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

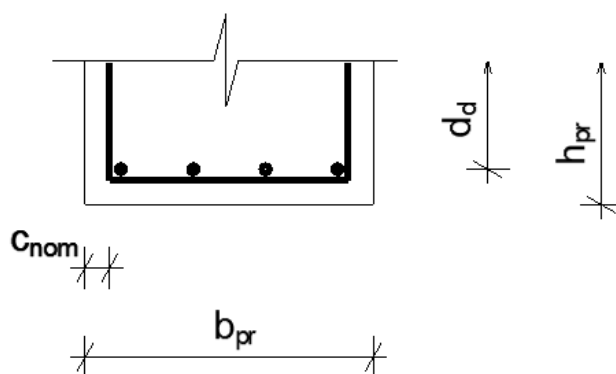
d) Vyztužení vnitřního průvlaku

a) Vyztužení na kladný moment:

$$\phi_d = 12 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_d = h_{pr} - c_{nom} - \frac{\phi_d}{2} = 430 - 30 - \frac{12}{2} = 394 \text{ mm}$$



Obr. 6.24 Účinná výška průřezu – dolní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,d}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_d} = \frac{66,73 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 394} = 432,823 \text{ mm}^2$$

Minimální počet kusů dolní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi \cdot \phi_d^2} = \frac{4 \cdot 432,823}{\pi \cdot 12^2} = 3,827 \text{ kusů}$$

Navržený počet kusů dolní výztuže:

$$n = 4 \text{ kusy}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,d} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 452,389 \text{ mm}^2$$

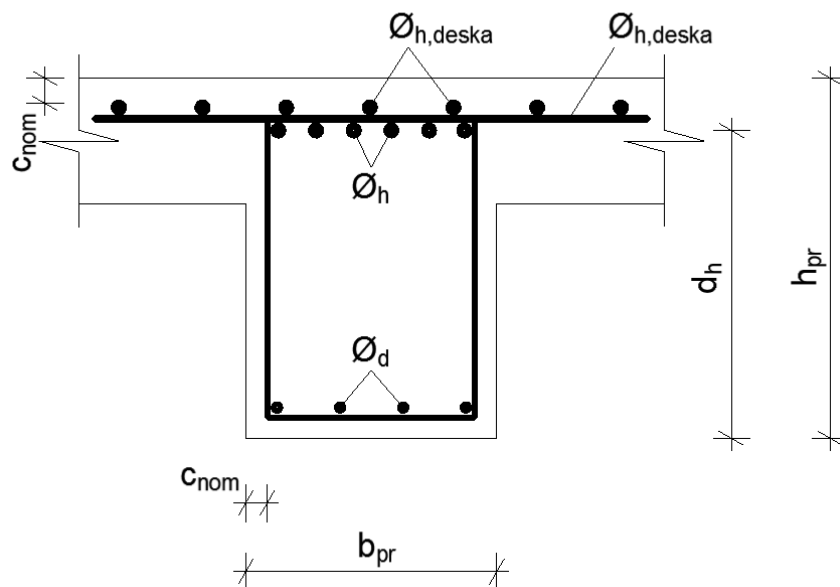
b) Vyztužení na záporný moment:

$$\phi_h = 16 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_{h,1} = h_{pr} - c_{nom} - \phi_{h,deska} - \phi_{h,deska} - \frac{\phi_h}{2} = 430 - 30 - 10 - 10 - \frac{16}{2} = 372 \text{ mm}$$

$$d_{h,2} = h_{pr} - c_{nom} - \frac{\phi_h}{2} = 430 - 30 - \frac{16}{2} = 392 \text{ mm}$$



Obr. 6.25 Účinná výška průřezu – horní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,h}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_h} = \frac{151,62 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 372} = 1041,595 \text{ mm}^2$$

Minimální počet kusů horní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi \cdot \phi_h^2} = \frac{4 \cdot 1041,595}{\pi \cdot 16^2} = 5,180 \text{ kusů}$$

Navržený počet kusů horní výztuže:

$$n = 6 \text{ kusů}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,h} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1206,372 \text{ mm}^2$$

e) Posouzení na mezní stav únosnosti – vnitřní průvlak

a) Kladný moment

Vzdálenost nulových momentů:

$$l_0 = 0,7 \cdot L + L = 0,7 \cdot 6000 \Rightarrow 4200 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{l_{os} - b_{pr}}{2} = \frac{4500 - 300}{2} = 2100 \text{ mm}$$

$$b_2 = \frac{l_{os} - b_{pr}}{2} = \frac{6000 - 300}{2} = 2850 \text{ mm}$$

Spolupůsobící šířka desky:

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2100 + 0,1 \cdot 4200 = 840 \text{ mm}$$

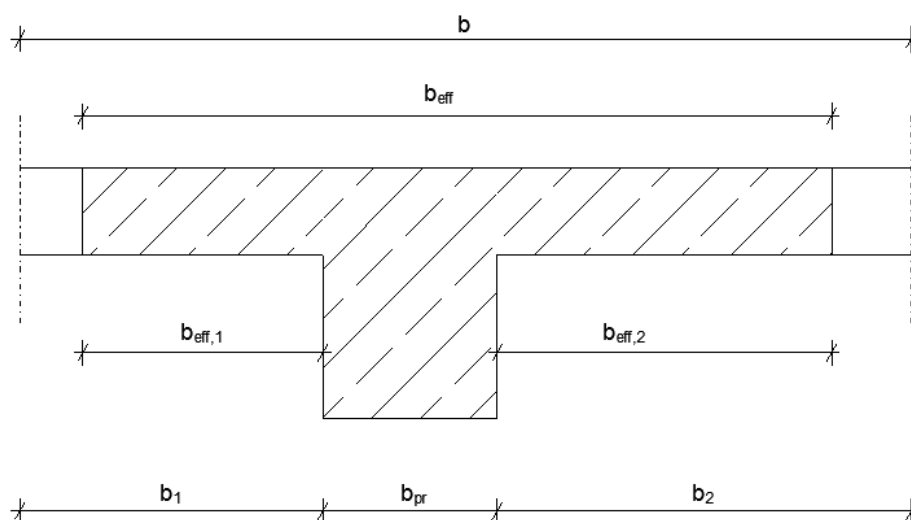
$$b_{eff,1} = 840 \text{ mm} < b_1 = 2100 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2850 + 0,1 \cdot 4200 = 990 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 990 \text{ mm} < b_2 = 2850 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_{pr} = 840 + 990 + 300 = 2130 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2130 \text{ mm} < b = 5250 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.26 Spolupůsobící šířka desky – T-průřez

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,d} \cdot f_{yd} = 452,389 \cdot 434,783 \Rightarrow 196,691kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{eff} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{196,691 \cdot 10^3}{1 \cdot 2130 \cdot 0,8 \cdot 20} = 5,771mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,d} = F_s \cdot (d_d - 0,4 \cdot x) = 196,691 \cdot 10^3 \cdot (394 - 0,4 \cdot 5,771) \Rightarrow 77,042kNm$$

$$M_{Rd,d} = 77,042kNm \geq M_{Ed,d} = 66,73kNm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

b) Záporný moment**Síla ve výztuži:**

$$F_s = A_{s,skut,h} \cdot f_{yd} = 1206,372 \cdot 434,783 \Rightarrow 524,509kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{pr} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{524,509 \cdot 10^3}{1 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 20} = 109,273mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,h} = F_s \cdot (d_h - 0,4 \cdot x) = 524,509 \cdot 10^3 \cdot (372 - 0,4 \cdot 109,273) \Rightarrow 172,192kNm$$

$$M_{Rd,h} = 172,192kNm \geq M_{Ed,h} = 151,62kNm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

f) Konstrukční zásady**1) Vyztužení na kladný a záporný moment – krajní průvlak****Omezení množství hlavní tahové výztuže – kladný moment:**

- Minimální stupeň vyztužení - d_d :

$$A_{s,min,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pr} \cdot d_d \\ 0,0013 \cdot b_{pr} \cdot d_d \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 300 \cdot 395 \\ 0,0013 \cdot 300 \cdot 395 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 178,698 \\ 154,050 \end{array} \right\} = 178,698mm^2$$

$$A_{s,skut,d} \geq A_{s,min,d} \Rightarrow 314,159mm^2 \geq 178,698mm^2 \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{pr} \cdot h_{pr} = 0,04 \cdot 300 \cdot 430 = 5160 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,d} \leq A_{s,max} \Rightarrow 314,159 \text{ mm}^2 \leq 5160 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení množství hlavní tahové výztuže – záporný moment:

- Minimální stupeň vyztužení - d_h :

$$A_{s,min,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pr} \cdot d_h \\ 0,0013 \cdot b_{pr} \cdot d_h \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 300 \cdot 374 \\ 0,0013 \cdot 300 \cdot 374 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 169,198 \\ 145,860 \end{array} \right\} = 169,198 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,h} \geq A_{s,min,h} \Rightarrow 565,487 \text{ mm}^2 \geq 169,198 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{pr} \cdot h_{pr} = 0,04 \cdot 300 \cdot 430 = 5160 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,h} \leq A_{s,max} \Rightarrow 565,487 \text{ mm}^2 \leq 5160 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti – kladný moment:

$$\xi = \frac{x_d}{d_d} = \frac{6,618}{395} = 0,0168$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,0168 \leq 0,617 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti – záporný moment:

$$\xi = \frac{x_h}{d_h} = \frac{51,222}{374} = 0,137$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,137 \leq 0,617 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

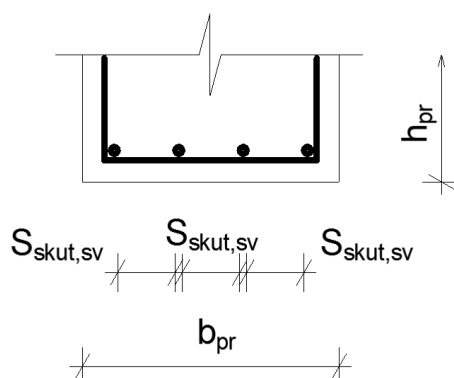
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty – kladný moment:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{pr} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_d}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 30 - 4 \cdot 10}{4 - 1} = 66,667 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 66,667 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



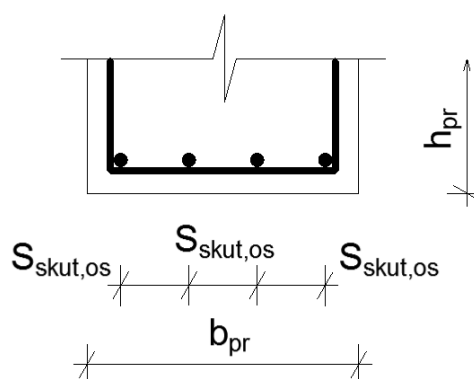
Obr. 6.27 Světlé vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h; 250) = \min(2 \cdot 430; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = S_{skut,sv} + \phi_d = 66,667 + 10 = 76,667 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 76,667 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.28 Osově vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže

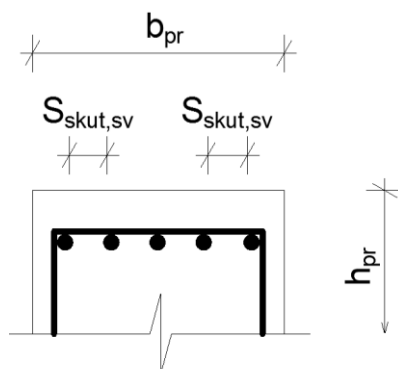
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty – záporný moment:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 12; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_h}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 30 - 5 \cdot 12}{5 - 1} = 45 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 45 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



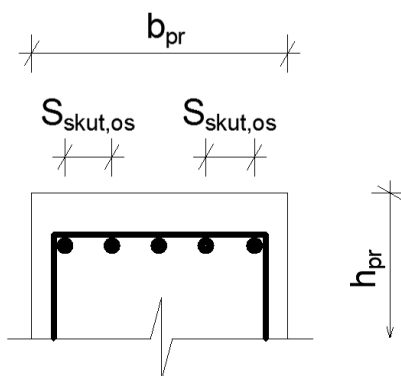
Obr. 6.29 Světlé vzdálenosti mezi pruty horní výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h; 250) = \min(2 \cdot 430; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = S_{skut,sv} + \phi_h = 45 + 12 = 57 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 57 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.30 Osová vzdálenosti mezi pruty horní výztuže

Kotevní délka – kladný moment:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 362,319 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 362,319 = 362,319 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 362,319; 10 \cdot 10; 100\}$$

$$l_{b,min} = 108,696 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 370 mm$$

$$l_{min} = 110 mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 370 mm \geq 110 mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Kotevní délka – záporný moment:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 434,783 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 434,783 = 434,783 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 434,783; 10 \cdot 12; 100\}$$

$$l_{b,min} = 130,435 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 440mm$$

$$l_{min} = 140mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 440mm \geq 140mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

2) Vyztužení na kladný a záporný moment – vnitřní průvlak

Omezení množství hlavní tahové výztuže – kladný moment:

- Minimální stupeň vyztužení - d_d :

$$A_{s,min,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pr} \cdot d_d \\ 0,0013 \cdot b_{pr} \cdot d_d \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 300 \cdot 394 \\ 0,0013 \cdot 300 \cdot 394 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 178,246 \\ 153,660 \end{array} \right\} = 178,246mm^2$$

$$A_{s,skut,d} \geq A_{s,min,d} \Rightarrow 452,389mm^2 \geq 178,246mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{pr} \cdot h_{pr} = 0,04 \cdot 300 \cdot 430 = 5160mm^2$$

$$A_{s,skut,d} \leq A_{s,max} \Rightarrow 452,389mm^2 \leq 5160mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Omezení množství hlavní tahové výztuže – záporný moment:

- Minimální stupeň vyztužení - d_h :

$$A_{s,min,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{pr} \cdot d_h \\ 0,0013 \cdot b_{pr} \cdot d_h \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,h} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 300 \cdot 372 \\ 0,0013 \cdot 300 \cdot 372 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 168,293 \\ 145,080 \end{array} \right\} = 168,293mm^2$$

$$A_{s,skut,h} \geq A_{s,min,h} \Rightarrow 1206,372mm^2 \geq 168,293mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{pr} \cdot h_{pr} = 0,04 \cdot 300 \cdot 430 = 5160mm^2$$

$$A_{s,skut,h} \leq A_{s,max} \Rightarrow 1206,372mm^2 \leq 5160mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Omezení výšky tlačené oblasti – kladný moment:

$$\xi = \frac{x_d}{d_d} = \frac{5,771}{394} = 0,0147$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,0147 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Omezení výšky tlačené oblasti – záporný moment:

$$\xi = \frac{x_h}{d_h} = \frac{109,273}{372} = 0,293$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,293 \leq 0,617 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

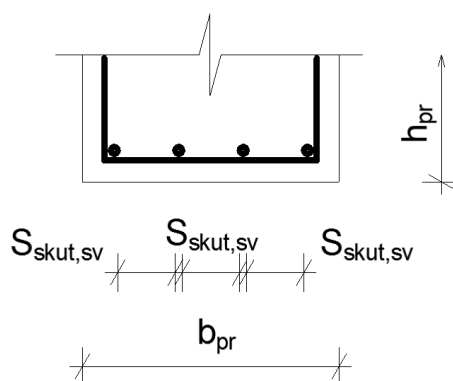
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty – kladný moment:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 12; 16 + 5; 20) = 21mm$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{pr} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_d}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 30 - 4 \cdot 12}{4 - 1} = 64mm$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 64mm \geq 21mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$



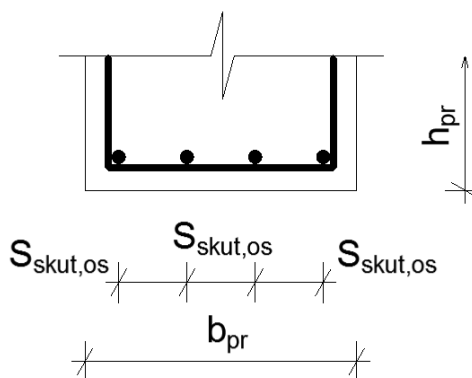
Obr. 6.31 Světlé vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h; 250) = \min(2 \cdot 430; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = S_{skut,sv} + \phi_d = 64 + 12 = 76 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 76 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.32 Osově vzdálenosti mezi pruty dolní výztuže

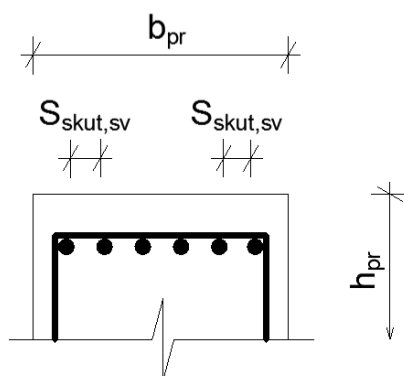
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty – záporný moment:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 16; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_h}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 30 - 6 \cdot 16}{6 - 1} = 28,8 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 28,8 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$



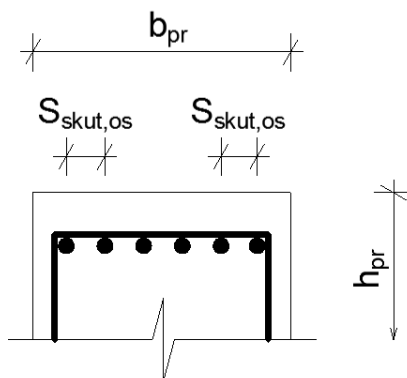
Obr. 6.33 Světlé vzdálenosti mezi pruty horní výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h; 250) = \min(2 \cdot 430; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{\text{skut,os}} = S_{\text{skut,sv}} + \phi_h = 28,8 + 16 = 44,8 \text{ mm}$$

$$S_{\text{skut,os}} \leq S_{\max} \Rightarrow 44,8 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.34 Osově vzdálenosti mezi pruty horní výztuže

Kotevní délka – kladný moment:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{12 \cdot 434,783}{4 \cdot 3,0} = 434,783 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 434,783 = 434,783 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,\min} = \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}\} = \max\{0,3 \cdot 434,783; 10 \cdot 12; 100\}$$

$$l_{b,\min} = 130,435 \text{ mm}$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 440 \text{ mm}$$

$$l_{\min} = 140 \text{ mm}$$

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} \Rightarrow 440 \text{ mm} \geq 140 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Kotevní délka – záporný moment:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 579,710 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 579,710 = 579,710 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 579,710; 10 \cdot 16; 100\}$$

$$l_{b,min} = 173,913 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 580 mm$$

$$l_{min} = 180 mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 580 mm \geq 180 mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

g) Posouzení ŽB průvlaku na smyk**Maximální posouvající síla od účinků zatížení:**

$$V_{Ed} = 121,11 kN$$

1) Návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_h}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{372}} = 1,733 \leq 2,0 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do podpory:

$$A_{s,skut,h} = 1206,372 mm^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,skut,h}}{b_{pr} \cdot d_h} = \frac{1206,372}{300 \cdot 372} = 0,0108 \leq 0,02 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{pr} \cdot d_h$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,733 \cdot (100 \cdot 0,0108 \cdot 30)^{1/3} + 0 \right] \cdot 300 \cdot 372 = 74,020 kN$$

Minimální smyková únosnost ŽB průřezu bez smykové výztuže (minimum, které ŽB prvek přenesne vždy, bez ohledu na předchozí výpočet $V_{Rd,c}$.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,733^{\frac{3}{2}} \cdot (30 \cdot 10^6)^{\frac{1}{2}} = 437,437 MPa$$

Minimální smyková únosnost:

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_{pr} \cdot d_h = 437,437 \cdot 0,300 \cdot 0,372 = 48,818 kN$$

$$V_{Rd,c,min} < V_{Rd,c} \Rightarrow 48,818 kN < 74,020 kN \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow 70,020 kN < 121,11 kN \dots \dots \dots NEVYHOVUJE$$

2) Posouvající síla, kterou přeneseme smyková výztuž na mezi kluzu:

Návrh smykové výztuže:

Dvojstržný třmínek $\emptyset_{sw} = 10 mm$

Plocha výztuže třmínku:

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{sw}^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{10^2}{4} = 157,079 mm^2$$

Vzdálenost mezi třmínky:

$$s_1 = 150 mm$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = 0,9 \cdot d_h = 0,9 \cdot 372 = 334,8 mm$$

Návrhová mez kluzu třmínkové výztuže:

$$f_{ywd} = 434,783 MPa$$

Úhel tlačných diagonál:

$$\theta = 45^\circ, \cot g\theta = 1$$

Návrhová posouvající síla:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot \frac{1,0}{s_1} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g\theta = 157,079 \cdot \frac{1,0}{150} \cdot 334,8 \cdot 434,783 \cdot 1 \Rightarrow 152,436 kN$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \Rightarrow 121,11 kN < 152,436 kN \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Maximální únosnost ve smyku:

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_{pr} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot g\theta + \tan \theta} = 1,0 \cdot 300 \cdot 334,8 \cdot 0,528 \cdot \frac{20}{1+1}$$

$$V_{Rd, \max} = 530,323 kN$$

$$V_{Rd, \max} \Rightarrow 530,323 kN \geq V_{Rd} = 152,436 kN \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

3) Konstrukční zásady:

Minimální plocha smykové výztuže, minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_1 \cdot b_{pr} \cdot \sin \alpha} = \frac{157,079}{150 \cdot 300 \cdot \sin 90} = 0,003905$$

$$\rho_{sw, \min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,000876$$

$$\rho_{sw} = 0,003905 \geq \rho_{sw, \min} = 0,000876 \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Maximální osová vzdálenost mezi větvemi třmínku:

$$s_t = b_{pr} - 2 \cdot c_{nom} + \phi_{sw} = 300 - 2 \cdot 30 + 10 = 250 mm$$

$$s_{t, \max} = 0,75 \cdot d_h = 0,75 \cdot 372 = 279 mm$$

$$s_t = 250 mm \leq s_{t, \max} = 279 mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Maximální osová vzdálenost mezi třmínky:

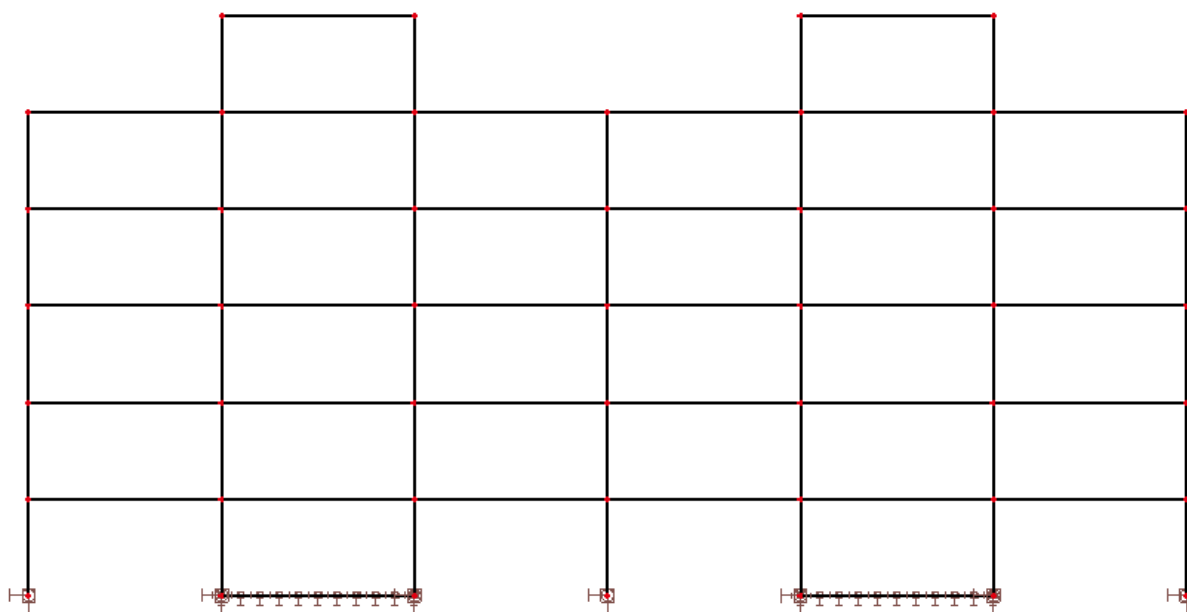
$$s_{l, \max} = 0,75 \cdot d_h \cdot (1 + \cot g\alpha) = 0,75 \cdot 372 \cdot (1 + \cot g90) = 279 mm$$

$$s_l = 150 mm$$

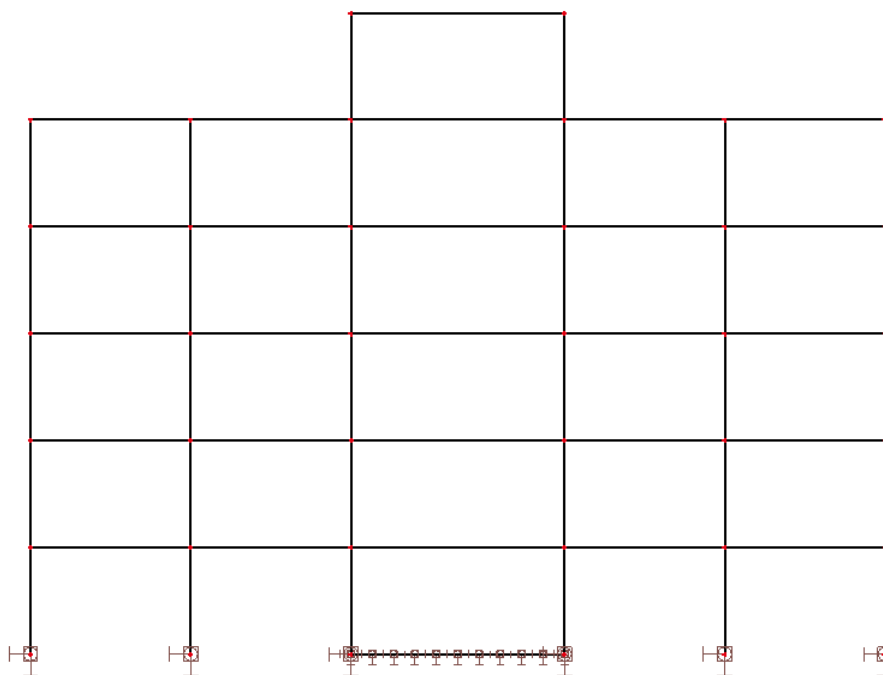
$$s_l = 150 mm \leq s_{l, \max} = 279 mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

6.4 ŽB sloup

Výpočet vnitřních sil u ŽB sloupu byl proveden v programu Scia Engineer 2013. Pro návrh vyztužení a posudek bylo uvažováno se dvěma rozhodujícími kombinacemi zatížení. První se vyznačovala maximálním ohybovým momentem s příslušnou normálovou silou ve sloupu. Druhá kombinace zatížení se vyznačovala maximální normálovou silou a příslušným ohybovým momentem. Sloupy byly vetknuty v ŽB patkách, jejichž návrh a posudek je součástí diplomové práce.



Obr. 6.35 Statické schéma ŽB sloupů a stěn ve směru x



Obr. 6.36 Statické schéma ŽB sloupů a stěn ve směru y

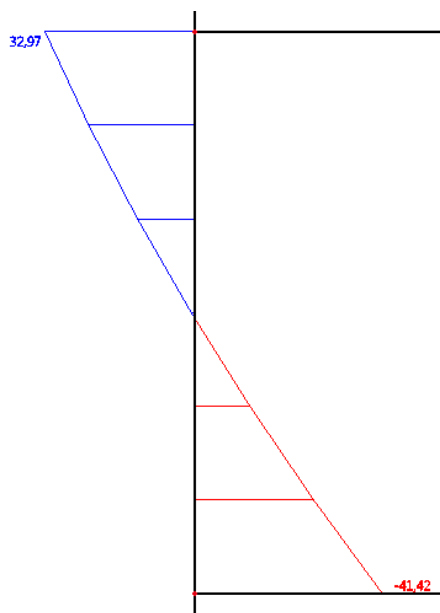
Rozhodující kombinace vnitřních sil:

Maximální ohybový moment a příslušná normálová síla:

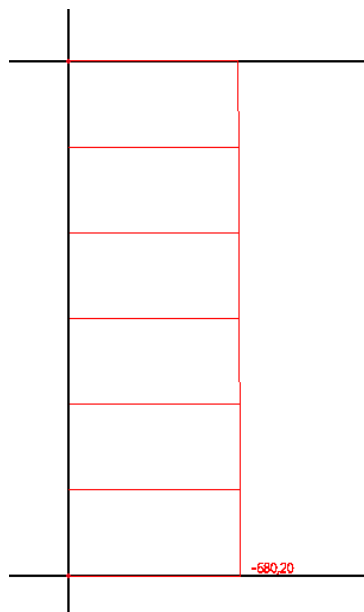
$$M_{Ed,max} = 41,42 kNm, N_{Ed,přřis} = -680,20 kN$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 164:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 1,5 \cdot LC6 + 0,9 \cdot LC9 + 0,75 \cdot LC8)$$



Obr. 6.37 Maximální ohybový moment sloupu



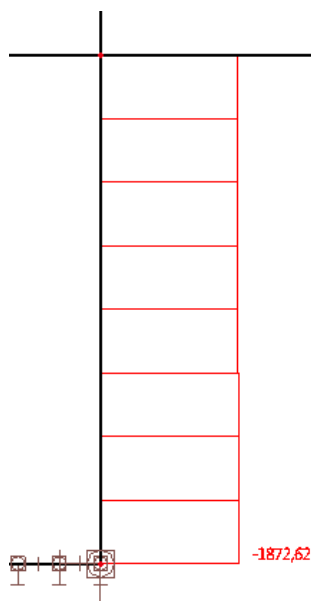
Obr. 6.38 Příslušná normálová síla

Maximální normálová síla a příslušný ohybový moment:

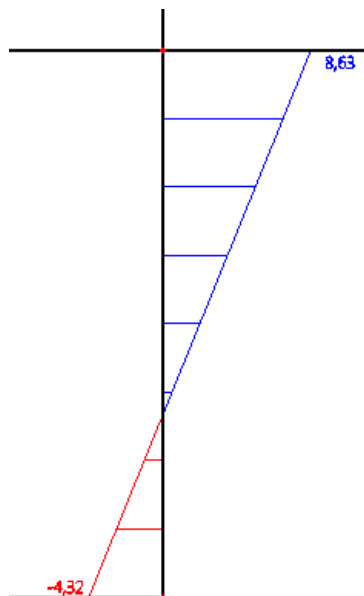
$$N_{Ed,max} = -1872,62kN; M_{Ed,přřís} = 8,63kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 171:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 1,5 \cdot LC5 + 1,5 \cdot LC6 + 0,75 \cdot LC8)$$



Obr. 6.39 Maximální normálová síla sloupu



Obr. 6.40 Příslušný ohybový moment

a) Ověření limitní štíhlosti sloupu

Ověření limitní štíhlosti sloupu je provedeno pro výsledky vnitřních sil z kombinací zatížení CO164 a CO171.

Kombinace CO164 – sloup délky $L_s = 3,0\text{m}$:

$$M_{Ed,hlava} = 32,97\text{kNm}; M_{Ed,pata} = -41,42\text{kNm}; N_{Ed} = 680,20\text{kN}$$

Účinná délka sloupu:

$$l_0 = 0,7 \cdot L_s = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1\text{m}$$

Účinky prvního řádu – excentricita od vlivu imperfekcí:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2,1}{400} = 5,25 \cdot 10^{-3}\text{m}$$

Výsledný ohybový moment:

$$M_{Ed} = M_{Ed,max} + N_{Ed} \cdot e_i = 41,42 + 680,20 \cdot 5,25 \cdot 10^{-3} = 44,991\text{kNm}$$

Štíhlost sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\frac{b_{sl}}{\sqrt{12}}} = \frac{2,1}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 24,249$$

Poměrná normálová síla:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{680,20 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 20} = 0,378$$

Limitní štíhlost:

$$A = 0,7 \dots \text{konzervativně}$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 904,779 \cdot 434,783}{300 \cdot 300 \cdot 20} = 0,437$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,437} = 1,369$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{Ed,hlava}}{M_{Ed,pata}} = 1,7 - \frac{32,97}{-41,42} = 2,496$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,369 \cdot 2,496}{\sqrt{0,378}} = 77,809$$

$$\lambda_{lim} = 77,809 \geq \lambda = 24,249 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Limitní štíhlost je splněna a tudíž není nutno uvažovat účinky druhého řádu.

Kombinace CO171 – sloup délky $L_s = 3,7m$:

$$M_{Ed,hlava} = 8,63kNm, M_{Ed,pata} = -4,32kNm, N_{Ed} = 1872,62kN$$

Účinná délka sloupu:

$$l_0 = 0,7 \cdot L_s = 0,7 \cdot 3,7 = 2,59m$$

Účinky prvního řádu – excentricita od vlivu imperfekcí:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2,59}{400} = 6,475 \cdot 10^{-3}m$$

Výsledný ohybový moment:

$$M_{Ed} = M_{Ed,max} + N_{Ed} \cdot e_i = 8,63 + 1872,6 \cdot 6,475 \cdot 10^{-3} = 20,755kNm$$

Štíhlost sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\frac{b_{sl}}{\sqrt{12}}} = \frac{2,59}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 29,907$$

Poměrná normálová síla:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1872,62 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 20} = 1,040$$

Limitní štíhlost:

$$A = 0,7 \dots \text{konzervativně}$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 904,779 \cdot 434,783}{300 \cdot 300 \cdot 20} = 0,437$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,437} = 1,369$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{Ed,hlava}}{M_{Ed,pata}} = 1,7 - \frac{8,63}{-4,32} = 3,698$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,369 \cdot 3,698}{\sqrt{1,040}} = 69,499$$

$$\lambda_{lim} = 69,499 \geq \lambda = 29,907 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Limitní štíhlost je splněna a tudíž není nutno uvažovat účinky druhého řádu.

b) Návrh vyztužení ŽB sloupu**Navržené rozměry sloupu:**

Šířka sloupu:

$$b_{sl} = 300mm$$

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C30/37:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20MPa$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783MPa$$

Navržené profily výztuží:

$$\phi_h = 24mm$$

$$\phi_d = 24mm$$

Krytí výztuže:**a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu**

$$c_{min,b} = 24mm$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC1 (vnitřní prostory budov s nízkou vlhkostí vzduchu)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min, \text{dur}} = 20\text{mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min, \text{dur}}; 10\text{mm}) = \max(24; 20; 10) = 24\text{mm}$$

e) Toleranční zvětšení

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10\text{mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 24 + 10 = 34\text{mm} \cong 35\text{mm}$$

Návrh profilu výztuže:

$$\phi = 24\text{mm}$$

Počet kusů výztuže na každé straně:

$$n = 2\text{kusy}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s1} = A_{s2} = 904,779\text{mm}^2$$

Síla ve výztuži:

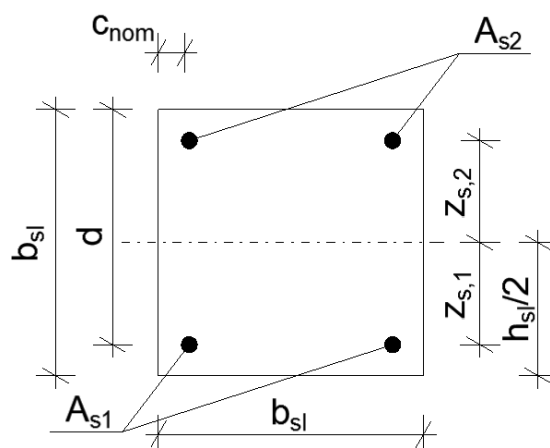
$$F_{s1} = F_{s2} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 904,779 \cdot 434,783 \Rightarrow 393,382\text{kN}$$

Vzdálenost těžiště od osy výztuže:

$$z_{s1} = z_{s2} = \frac{b_{sl}}{2} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = \frac{300}{2} - 35 - \frac{24}{2} = 103\text{mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = b_{sl} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 300 - 35 - \frac{24}{2} = 253\text{mm}$$

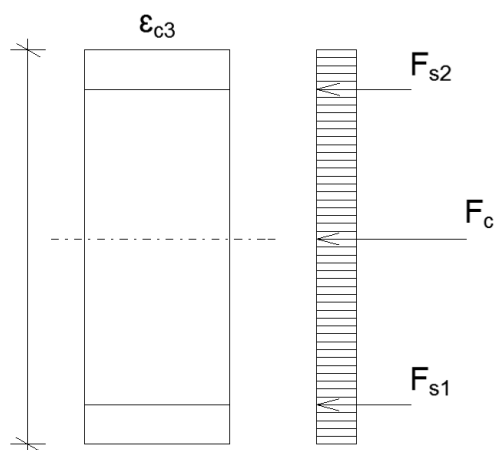


Obr. 6.41 Účinná výška průřezu sloupu – horní a dolní výztuž

c) Interakční diagram

Bod 0:

Teoreticky plné využití průřezu v tlaku (tlačený je beton i výztuž), tlačený je celý průřez $\Rightarrow x = h$.



Obr. 6.42 Interakční diagram – bod 0

Síla v betonu:

$$F_c = (\eta \cdot b_{sl} \cdot b_{sl} \cdot f_{cd}) = (1,0 \cdot 300 \cdot 300 \cdot 20) \Rightarrow 1800 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{210 \cdot 10^3} = 2,070 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 10^3 = 367,5 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,0} = -(F_c + A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s) = -(1800 \cdot 10^3 + 904,779 \cdot 367,5 + 904,779 \cdot 367,5)$$

$$N_{Rd,0} = -2465,013 \text{ kN}$$

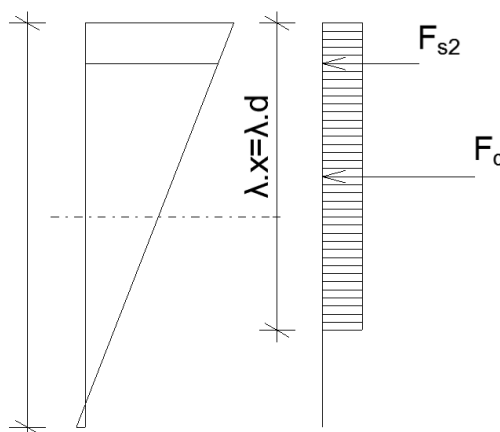
Moment únosnosti vztažený k těžišti průřezu:

$$M_{Rd,0} = A_{s2} \cdot \sigma_s \cdot z_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_s \cdot z_{s1} = 904,779 \cdot 367,5 \cdot 103 - 904,779 \cdot 367,5 \cdot 103$$

$$M_{Rd,0} = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1:

Tlačená oblast $x = d$, neutrální osa prochází těžištěm spodní výztuže A_{s1} , tato výztuž není namáhána.



Obr. 6.43 Interakční diagram – bod 1

Síla v betonu:

$$F_c = (\lambda \cdot b_{sl} \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (0,8 \cdot 300 \cdot 253 \cdot 1,0 \cdot 20) \Rightarrow 1214,4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} = -(F_c + F_{s2}) = -(1214,4 \cdot 10^3 + 904,779 \cdot 434,783) \Rightarrow -1607,783 \text{ kN}$$

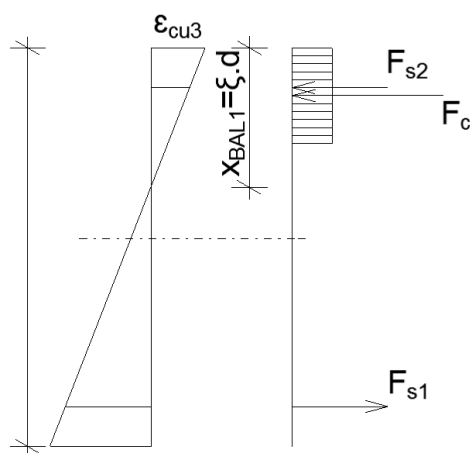
Moment únosnosti vztažený k neutrální ose:

$$M_{Rd,1} = F_c \cdot (0,5b_{sl} - 0,4 \cdot d) + F_{s2} \cdot z_{s2} = 1214,4 \cdot (0,5 \cdot 0,3 - 0,4 \cdot 0,253) + 393,382 \cdot 0,103$$

$$M_{Rd,1} = 99,781 \text{ kNm}$$

Bod 2:

Rozhraní mezi tlakovým porušením betonu a tahovým porušením oceli ($x = x_{bal,1}$).



Obr. 6.44 Interakční diagram – bod 2

Síla v betonu:

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,50 \cdot 10^{-3}}{3,50 \cdot 10^{-3} + 2,07 \cdot 10^{-3}} = 0,628$$

$$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = \frac{3,50 \cdot 10^{-3}}{3,50 \cdot 10^{-3} - 2,07 \cdot 10^{-3}} = 2,448$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,628 \cdot 253 = 158,884 \text{ mm}$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = \xi_{bal,2} \cdot (b_{sl} - d) = 2,448 \cdot (300 - 253) = 115,056 \text{ mm}$$

$$x_{bal,1} = 158,884 \text{ mm} \geq x_{bal,2} = 115,056 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$F_c = (\lambda \cdot b_{sl} \cdot \xi_{bal,1} \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (0,8 \cdot 300 \cdot 0,628 \cdot 253 \cdot 1,0 \cdot 20) \Rightarrow 762,643 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} = -(F_c + F_{s2} - F_{s1}) = -(762,643 + 393,382 - 393,382) = -762,643 \text{ kN}$$

Moment únosnosti:

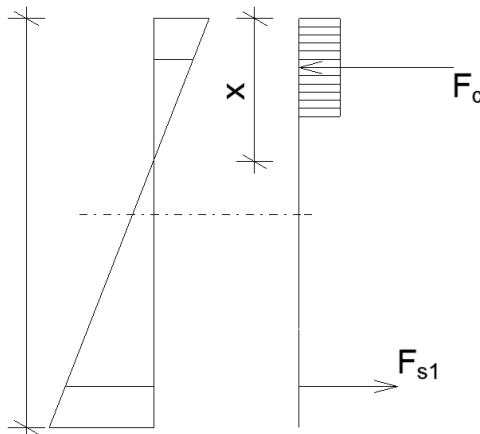
$$M_{Rd,2} = F_c \cdot (0,5b_{sl} - 0,4 \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) + F_{s1} \cdot z_{s1} + F_{s2} \cdot z_{s2}$$

$$M_{Rd,2} = 762,643 \cdot (0,5 \cdot 0,3 - 0,4 \cdot 0,628 \cdot 0,253) + 393,382 \cdot 0,103 + 393,382 \cdot 0,103$$

$$M_{Rd,2} = 147,047 \text{ kNm}$$

Bod 3:

Prostý ohyb, metoda mezní rovnováhy. Tažená výztuž A_{s1} (v případě potřeby lze započítat i tlačnou výztuž A_{s2}).



Obr. 6.45 Interakční diagram – bod 3

$$N_{Rd,3} = 0kN$$

Moment únosnosti:

$$x = \frac{F_{s1}}{0,8 \cdot \eta \cdot b_{sl} \cdot f_{cd}} = \frac{393,382 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 300 \cdot 20} = 81,954mm$$

$$M_{Rd,3} = F_{s1} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 393,382 \cdot (0,253 - 0,4 \cdot 0,082) = 86,630kNm$$

Bod 4:

Ve výpočtu je uvažováno $x = d$.

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 904,779 \cdot 434,783 = 393,382kN$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd,4} = F_{s1} \cdot z_{s1} = 393,382 \cdot 0,103 = 40,518kNm$$

Bod 5:

Ve výpočtu je uvažováno s tahovým namáháním na celém průřezu.

$$N_{Rd,5} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 904,779 \cdot 434,783 + 904,779 \cdot 434,783 = 786,764kN$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd,5} = F_{s1} \cdot z_{s1} - F_{s2} \cdot z_{s2} = 393,382 \cdot 0,103 - 393,382 \cdot 0,103 = 0kNm$$

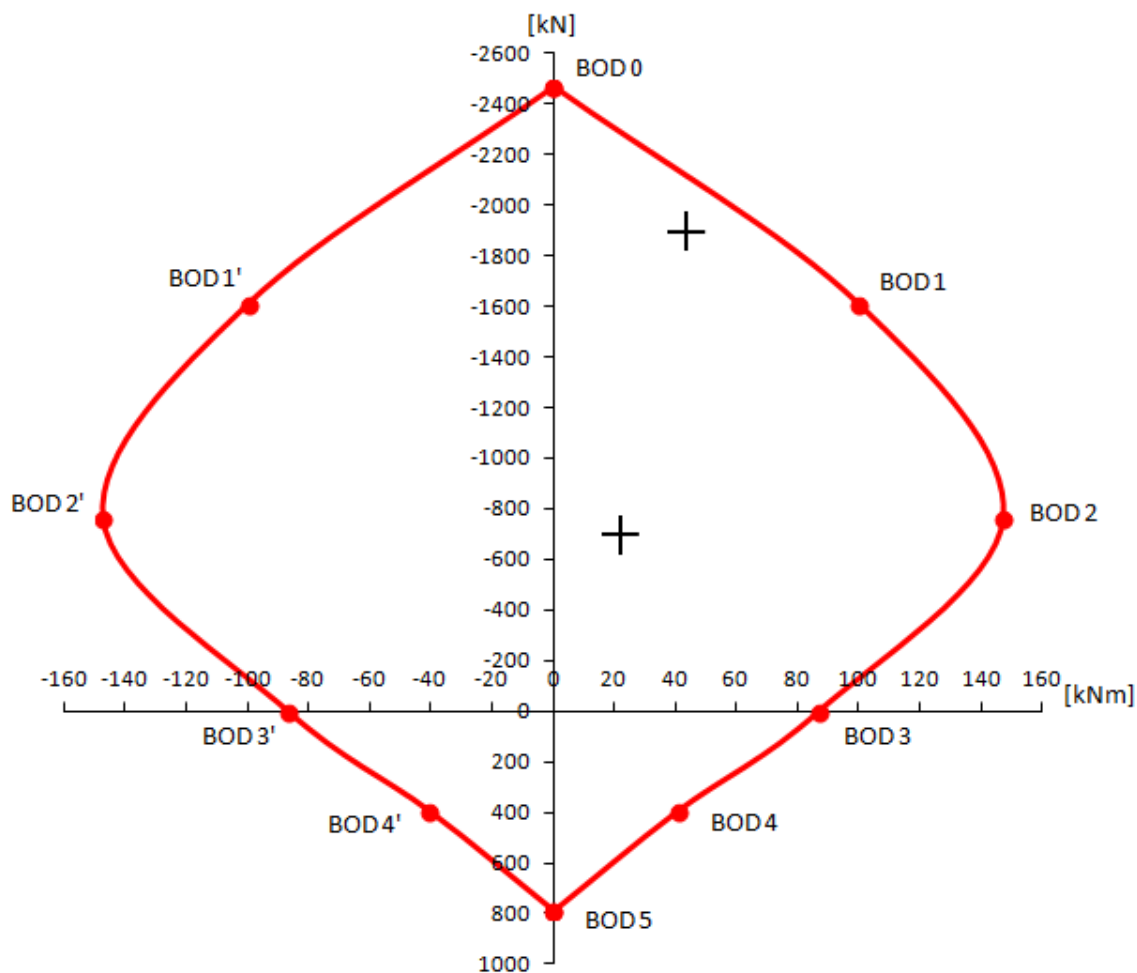
d) Grafické posouzení

Kombinace CO164:

$$M_{Ed,max} = 44,99 \text{ kNm}; N_{Ed,přřis} = 680,20 \text{ kN}$$

Kombinace CO171:

$$N_{Ed,max} = 1872,62 \text{ kN}; M_{Ed,přřis} = 20,75 \text{ kNm}$$



Obr. 6.46 Interakční diagram

Kombinace se nachází v ploše diagramu*VYHOVUJE*

e) Konstrukční zásady

1) Podélná (hlavní nosná) výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1872620}{434,783} = 430,702 \text{ mm}^2$$

$$\sum A_s = 2 \cdot A_{s1,2} = 2 \cdot 904,779 = 1809,557 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 430,702 \text{ mm}^2 \leq \sum A_s = 1809,557 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 300 \cdot 300 = 3600 \text{ mm}^2$$

$$\sum A_s = 2 \cdot A_{s1,2} = 2 \cdot 904,779 = 1809,557 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\max} = 3600 \text{ mm}^2 \geq \sum A_s = 1809,557 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

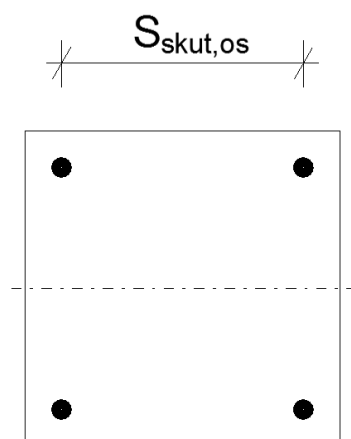
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty:

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = 400 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = b_{sl} - 2 \cdot c_{nom} - \phi = 300 - 2 \cdot 35 - 24 = 206 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 206 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



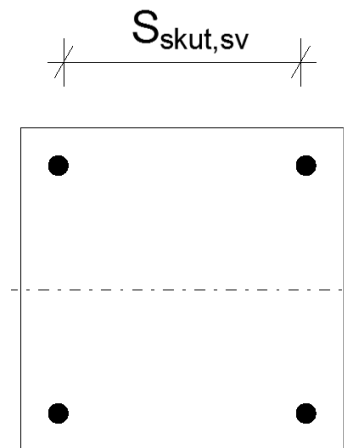
Obr. 6.47 Osová vzdálenosti mezi pruty výztuže

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 24; 16 + 5; 20) = 28,8mm$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{sl} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 35 - 2 \cdot 24}{2 - 1} = 182mm$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 182mm \geq 28,8mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$



Obr. 6.48 Světlé vzdálenosti mezi pruty výztuže

2) Příčná výztuž - třmínky

$$\phi_{sw,min} = \max \left\{ \begin{matrix} \phi_{tr} \\ \frac{\phi}{4} \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 10 \\ \frac{24}{4} = 6,0mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow 10mm$$

Maximální vzdálenost třmínků:

$$s_{w,max} = \min \left\{ \begin{matrix} 15 \cdot \phi \\ b_{sl} \\ 300mm \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 15 \cdot 24 = 360mm \\ 300mm \\ 300mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow 300mm$$

3) Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{24}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 869,566mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 869,566 = 869,566mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,\min} = \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} = \max\{0,3 \cdot 869,556; 10 \cdot 24; 100\}$$

$$l_{b,\min} = 260,869mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 870mm$$

$$l_{\min} = 270mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} \Rightarrow 870mm \geq 270mm.....VYHOVUJE$$

6.5 ŽB patka

Sloupy vícepodlažní budovy jsou vetknuty v železobetonových patkách. Pro návrh a posudek ŽB patky byly zvoleny tři rozhodující kombinace zatížení. První a druhá kombinace se vyznačovaly maximálními ohybovými momenty ve směru x a y s příslušnou normálovou silou ve sloupu. Třetí kombinace zatížení se vyznačovala maximální normálovou silou a příslušným ohybovým momentem. Součástí výpočtu je také posouzení únosnosti základové půdy vlivem zatížení.

Rozhodující kombinace vnitřních sil:

Maximální normálová síla a příslušné ohybové momenty:

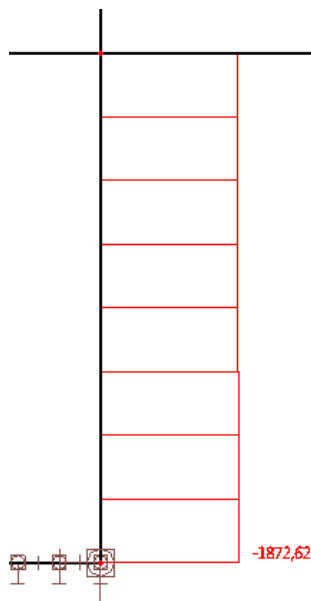
$$N_{Ed,max} = 1872,62kN$$

$$M_{x,Ed,max} = 0kNm$$

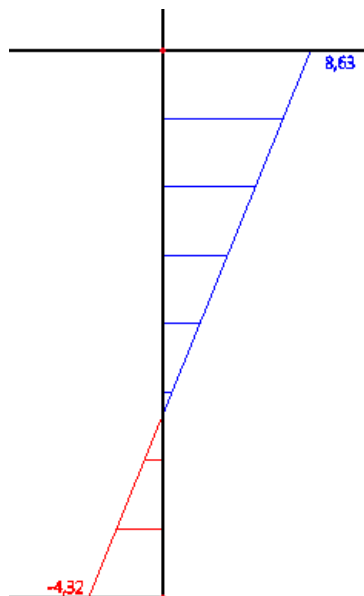
$$M_{y,Ed,max} = 4,32kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 171:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC3 + 1,5 \cdot LC4 + 1,5 \cdot LC5 + 1,5 \cdot LC6 + 0,75 \cdot LC8)$$



Obr. 6.49 Maximální normálová síla



Obr. 6.50 Příslušný ohybový moment ve směru y

Maximální ohybový moment ve směru x a příslušná normálová síla a ohybový moment ve směru y:

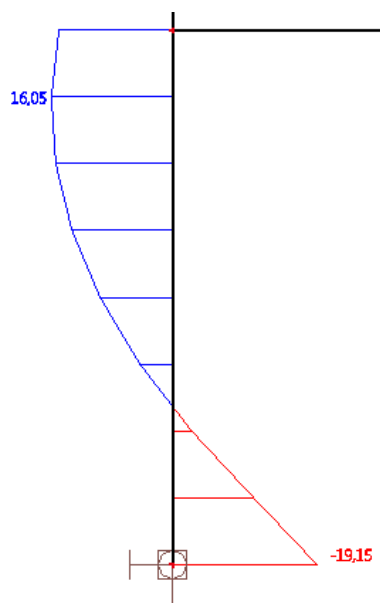
$$N_{Ed,max} = 834,63 kN$$

$$M_{x,Ed,max} = 19,15 kNm$$

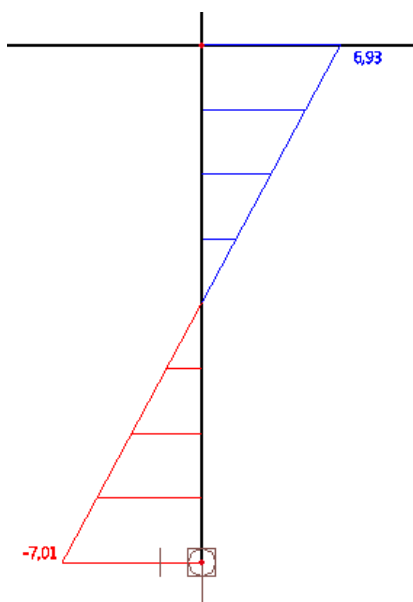
$$M_{y,Ed,max} = 7,01 kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 482:

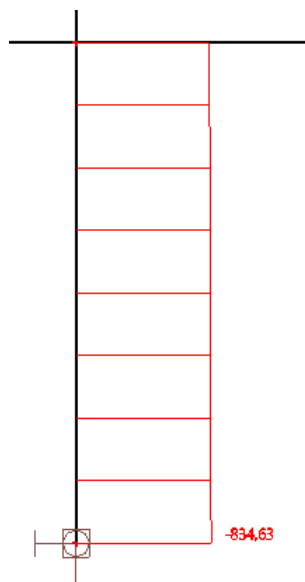
$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC9 + 1,05 \cdot LC3 + 1,05 \cdot LC5 + 1,05 \cdot LC6 + 0,75 \cdot LC8)$$



Obr. 6.51 Maximální ohybový moment ve směru x



Obr. 6.52 Příslušný ohybový moment ve směru y



Obr. 6.53 Příslušná normálová síla

Maximální ohybový moment ve směru y a příslušná normálová síla a ohybový moment ve směru x:

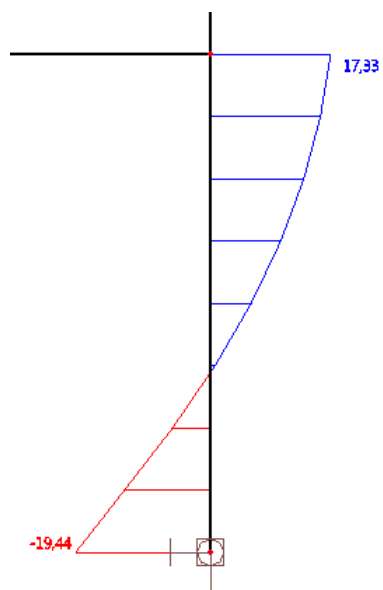
$$N_{Ed,max} = 891,02kN$$

$$M_{x,Ed,max} = 0kNm$$

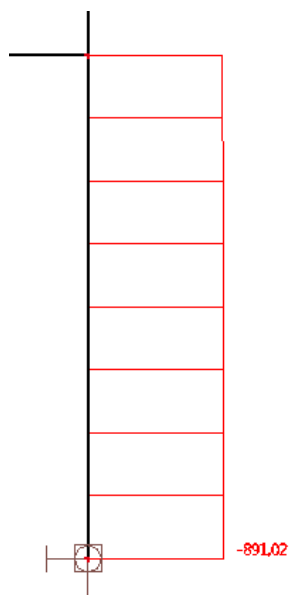
$$M_{y,Ed,max} = 19,44kNm$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 482:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,35 \cdot LC2 + 1,5 \cdot LC9 + 1,05 \cdot LC3 + 1,05 \cdot LC5 + 1,05 \cdot LC6 + 0,75 \cdot LC8)$$



Obr. 6.54 Maximální ohybový moment ve směru y



Obr. 6.55 Příslušná normálová síla

Navržené rozměry sloupu:

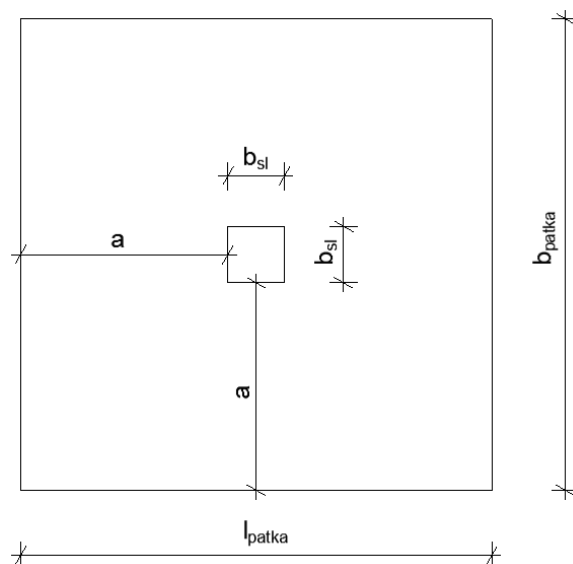
Šířka sloupu:

$$b_{sl} = 300mm$$

Navržené půdorysné rozměry patky:

$$l_{patka} = 2500mm$$

$$b_{patka} = 2500mm$$



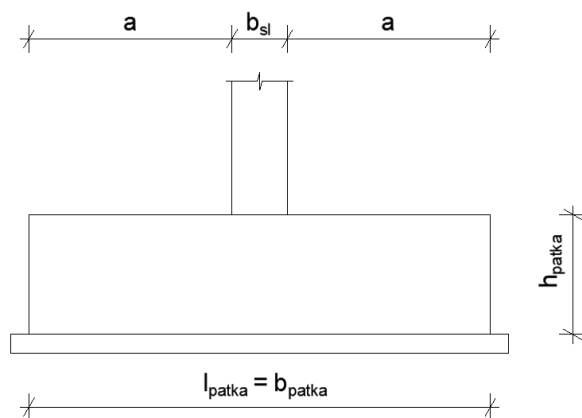
Obr. 6.56 Půdorysné rozměry patky

Navržená výška patky:

$$h_{patka} = 650mm$$

Vzdálenost okraje patky od líce sloupu:

$$a = 1100mm$$



Obr. 6.57 Výška patky a vzdálenost okraje patky od líce sloupu

Zatížení základové patky:

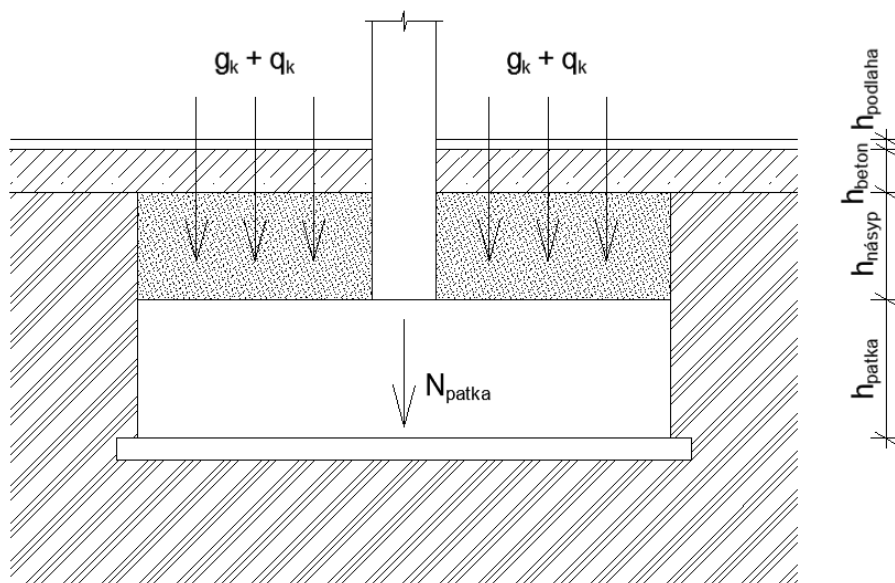
Stálé zatížení základové patky se skládá ze zatížení od podlahy, podkladního betonu, zeminy, vlastní tíhy patky a užitého zatížení podlahy.

Tab. 6.1 Stálé zatížení ŽB patky

Název	Rozměry	t_m	ρ_v	g_k	G_k
	$m^2; m^3$	m	kN/m^3	kN/m^2	kN
Vlastní tíha ŽB patky	2,5 . 2,5 . 0,65	-	25	-	101,563
Podlaha	(2,5.2,5 - 0,3.0,3)	-	-	1,141	7,029
Podkladní beton	(2,5.2,5 - 0,3.0,3)	0,2	25	-	30,8
Násyp	(2,5.2,5 - 0,3.0,3)	0,5	17,5	-	53,9

Tab. 6.2 Užitné zatížení ŽB patky

Název	Rozměry	t_m	ρ_v	q_k	Q_k
	m	m	kN/m^3	kN/m^2	kN
Podlaha	(2,5.2,5 - 0,3.0,3)	-	-	2,5	15,4



Obr. 6.58 Řez ŽB patkou

Výpočet zatížení patky:

$$p_{patka} = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k = 1,35 \cdot 193,292 + 1,5 \cdot 15,4 = 284,043 kN$$

Maximální normálová síla od zatížení horní konstrukce:

Kombinace č.171

$$N_{Ed} = N_{Ed,max} + p_{patka} = 1872,62 + 284,043 = 2156,663 kN$$

Kombinace č.482 – směr x

$$N_{Ed} = N_{Ed, \max} + p_{patka} = 834,63 + 284,043 = 1118,673 kN$$

Kombinace č.482 – směr y

$$N_{Ed} = N_{Ed, \max} + p_{patka} = 891,02 + 284,043 = 1175,063 kN$$

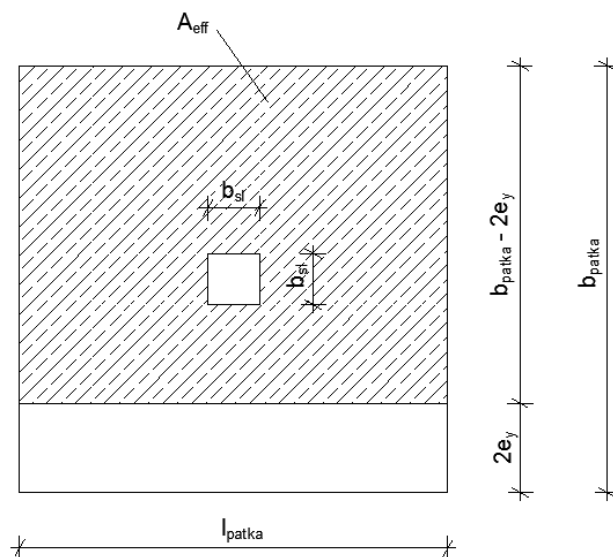
Výpočet efektivní plochy ŽB patky:

Kombinace č.171

$$e_x = \frac{M_{x, Ed, \max}}{N_{ed}} = \frac{0}{2156,663} = 0m$$

$$e_y = \frac{M_{y, Ed, \max}}{N_{ed}} = \frac{4,32}{2156,663} = 0,002m$$

$$A_{eff} = (l_{patka} - 2 \cdot e_x) \cdot (b_{patka} - 2 \cdot e_y) = (2,5 - 2 \cdot 0) \cdot (2,5 - 2 \cdot 0,002) = 6,24m^2$$



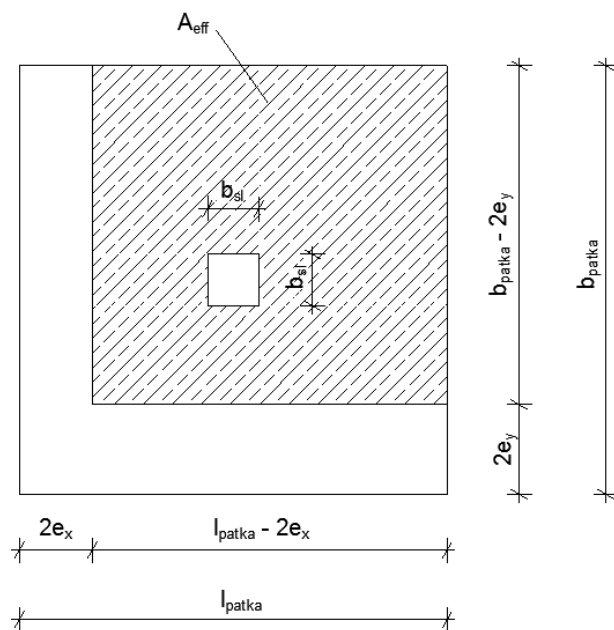
Obr. 6.59 Efektivní plocha patky – CO 171

Kombinace č.482 – směr x

$$e_x = \frac{M_{x, Ed, \max}}{N_{ed}} = \frac{19,15}{1118,673} = 0,017m$$

$$e_y = \frac{M_{y, Ed, \max}}{N_{ed}} = \frac{7,01}{1118,673} = 0,006m$$

$$A_{eff} = (l_{patka} - 2 \cdot e_x) \cdot (b_{patka} - 2 \cdot e_y) = (2,5 - 2 \cdot 0,017) \cdot (2,5 - 2 \cdot 0,006) = 6,135m^2$$



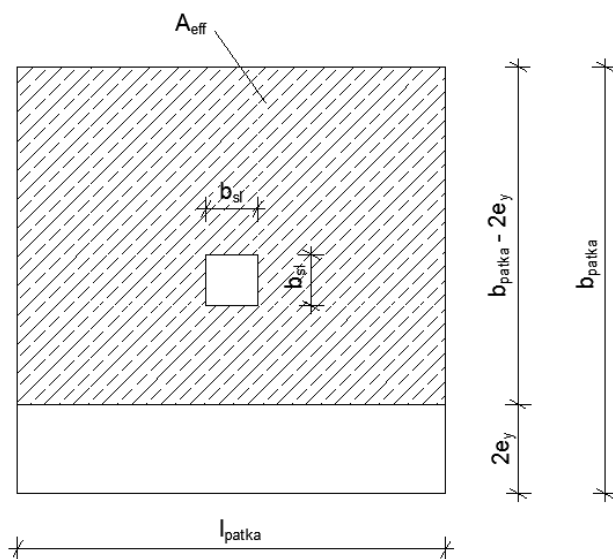
Obr. 6.60 Efektivní plocha patky – CO 482 – směr x

Kombinace č.482 – směr y

$$e_x = \frac{M_{x,Ed,max}}{N_{ed}} = \frac{0}{1175,063} = 0m$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed,max}}{N_{ed}} = \frac{19,44}{1175,063} = 0,016m$$

$$A_{eff} = (l_{patka} - 2 \cdot e_x) \cdot (b_{patka} - 2 \cdot e_y) = (2,5 - 2 \cdot 0) \cdot (2,5 - 2 \cdot 0,016) = 6,17m^2$$



Obr. 6.61 Efektivní plocha patky – CO 482 – směr y

Výpočet napětí od zeminy:

Kombinace č.171

$$\sigma_{Ed,z} = \frac{N_{Ed,max} + p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{1872,62 + 284,043}{6,24} = 345,619 kPa$$

Kombinace č.482 – směr x

$$\sigma_{Ed,z} = \frac{N_{Ed,max} + p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{834,63 + 284,043}{6,135} = 182,342 kPa$$

Kombinace č.482 – směr y

$$\sigma_{Ed,z} = \frac{N_{Ed,max} + p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{891,02 + 284,043}{6,17} = 190,447 kPa$$

Únosnost základové spáry:

$$\sigma_{Ed,půūd} = 400 kPa$$

$$\sigma_{Ed,půūd} \geq \sigma_{Ed,z} = 400 kPa \geq 345,619 kPa \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$\sigma_{Ed,půūd} \geq \sigma_{Ed,z} = 400 kPa \geq 182,342 kPa \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

$$\sigma_{Ed,půūd} \geq \sigma_{Ed,z} = 400 kPa \geq 190,447 kPa \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Skutečné napětí vyvolující ohyb základové patky:

Kombinace č.171

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{eff}} - \frac{p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{1872,62}{6,24} - \frac{284,043}{6,24} = 254,580 kPa$$

Kombinace č.482 – směr x

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{eff}} - \frac{p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{834,63}{6,135} - \frac{284,043}{6,135} = 89,767 kPa$$

Kombinace č.482 – směr y

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{eff}} - \frac{p_{patka}}{A_{eff}} = \frac{891,02}{6,17} - \frac{284,043}{6,17} = 98,419 kPa$$

Výpočet maximálních ohybových momentů na konzole ve směru x:

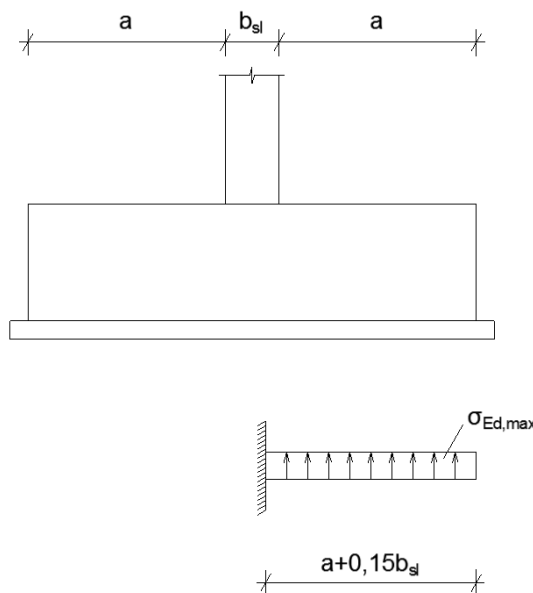
$$M_{Ed,x} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{Ed,max} \cdot (a + 0,15 \cdot b_{sl})^2 \cdot b_y = \frac{1}{2} \cdot 254,580 \cdot (1,1 + 0,15 \cdot 0,3)^2 \cdot 2,5 =$$

$$M_{Ed,x} = 417,200 kNm$$

Výpočet maximálních ohybových momentů na konzole ve směru y:

$$M_{Ed,y} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{Ed,max} \cdot (a + 0,15 \cdot b_{sl})^2 \cdot b_x = \frac{1}{2} \cdot 254,580 \cdot (1,1 + 0,15 \cdot 0,3)^2 \cdot 2,5 =$$

$$M_{Ed,y} = 417,200 kNm$$



Obr. 6.62 Statické schéma ŽB patky zatížené od zemního tlaku

a) Návrh vyztužení ŽB patky

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C35/45:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,333 MPa$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 MPa$$

Navržené profily výztuží:

$$\phi_x = 14 mm$$

$$\phi_y = 14 mm$$

Krytí výztuže:

a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu

$$c_{min,b} = 14 mm$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC2 (konstrukce vystavené dlouhodobému působení vody)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min, \text{dur}} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min, \text{dur}}; 10 \text{ mm}) = \max(14; 30; 10) = 30 \text{ mm}$$

e) Toleranční zvětšení

Pod ŽB patkou je zhotoven podkladní beton.

$$\Delta c_{\text{dev}} = 40 \text{ mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 30 + 40 = 70 \text{ mm}$$

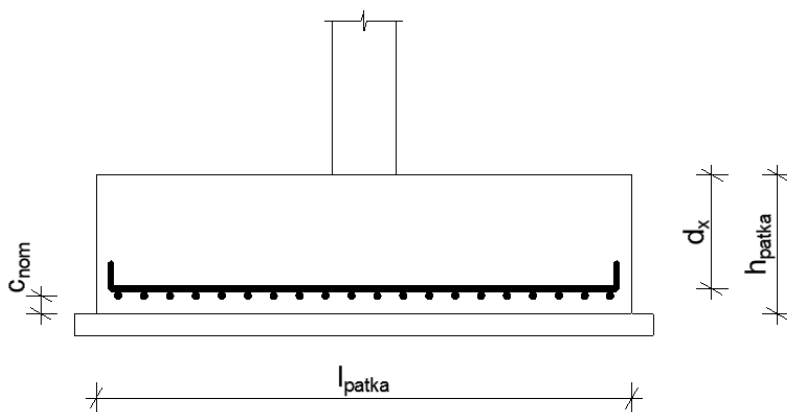
b) Posouzení na mezní stav únosnosti – směr x

Vyztužení ve směru x:

$$\phi_x = 14 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_x = h_{\text{patka}} - c_{\text{nom}} - \phi_y - \frac{\phi_x}{2} = 650 - 70 - 14 - \frac{14}{2} = 559 \text{ mm}$$



Obr. 6.63 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru x

Navržený počet kusů výztuže:

$$n = 20 \text{ kusů}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,x} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_x^2}{4} = 20 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 3078,761 \text{ mm}^2$$

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,x} \cdot f_{yd} = 3078,761 \cdot 434,783 \Rightarrow 1338,593 \text{ kN}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_y \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{1338,593 \cdot 10^3}{1 \cdot 2500 \cdot 0,8 \cdot 23,333} = 28,685 \text{ mm}$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,x} = F_s \cdot (d_x - 0,4 \cdot x) = 1338,593 \cdot 10^3 \cdot (559 - 0,4 \cdot 28,685) \Rightarrow 732,914 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,x} = 732,914 \text{ kNm} \geq M_{Ed,x} = 417,200 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

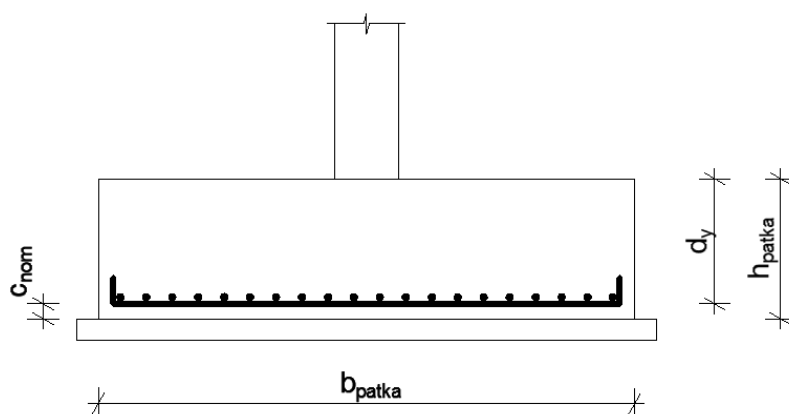
c) Posouzení na mezní stav únosnosti – směr y

Výztužení ve směru y:

$$\phi_y = 14 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_y = h_{patka} - c_{nom} - \frac{\phi_y}{2} = 650 - 70 - \frac{14}{2} = 573 \text{ mm}$$



Obr. 6.64 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru y

Navržený počet kusů výztuže:

$$n = 20 \text{ kusů}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,y} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_y^2}{4} = 20 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 3078,761 \text{ mm}^2$$

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,y} \cdot f_{yd} = 3078,761 \cdot 434,783 \Rightarrow 1338,593 \text{ kN}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_x \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{1338,593 \cdot 10^3}{1 \cdot 2500 \cdot 0,8 \cdot 23,333} = 28,685 \text{ mm}$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,y} = F_s \cdot (d_y - 0,4 \cdot x) = 1338,593 \cdot 10^3 \cdot (573 - 0,4 \cdot 28,685) \Rightarrow 754,655 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 751,655 \text{ kNm} \geq M_{Ed,y} = 417,200 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

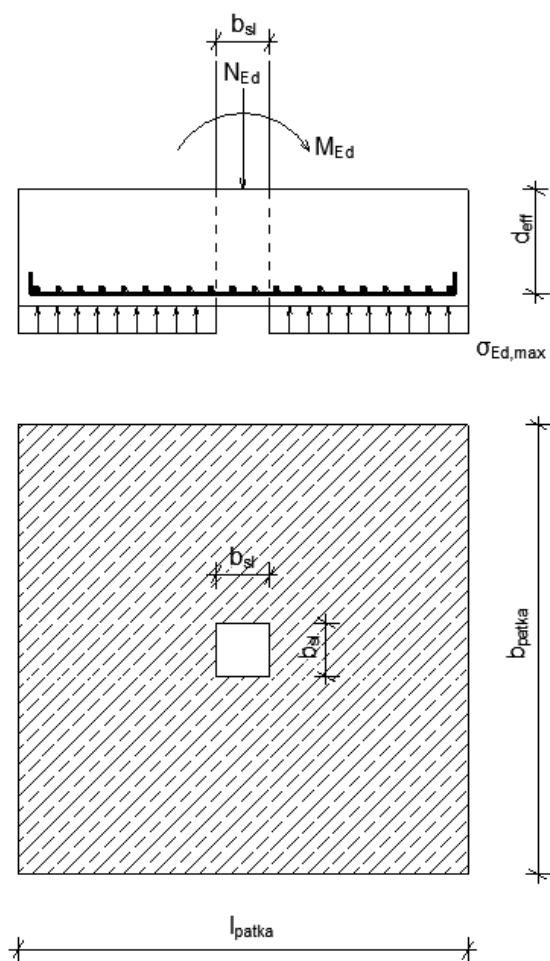
d) Propíchnutí ŽB patky

Posouzení na propíchnutí ŽB patky je vypočítáno na obvodu sloupu.

Maximální únosnost ve smyku při protlačení:

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$\nu_{Rd,max} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,516 \cdot 23,333 = 6,020 \text{ MPa}$$



Obr. 6.65 Posouzení základové patky na propíchnutí

Délka kritického obvodu těsně kolem sloupu:

$$u_0 = 2 \cdot (b_{sl} + b_{sl}) = 2 \cdot (300 + 300) = 1200 \text{ mm}$$

Průměrná účinná výška ŽB patky:

$$d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{559 + 573}{2} = 566 \text{ mm}$$

Modul odpovídající rozdělení smyku W_0 :

$$W_0 = \frac{b_{sl}^2}{2} + b_{sl} \cdot b_{sl} = \frac{0,300^2}{2} + 0,300 \cdot 0,300 = 0,135 \text{ m}^2$$

Hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = p_{patka} \cdot (l_{patka} \cdot b_{patka} - b_{sl} \cdot b_{sl}) = 284,043 \cdot (2,5 \cdot 2,5 - 0,3 \cdot 0,3) = 1749,705 \text{ kN}$$

Součinitel β_0 :

$$\beta_0 = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_0}{W_0} = 1 + 0,6 \cdot \frac{19,44}{1749,705} \cdot \frac{1,2}{0,135} = 1,059$$

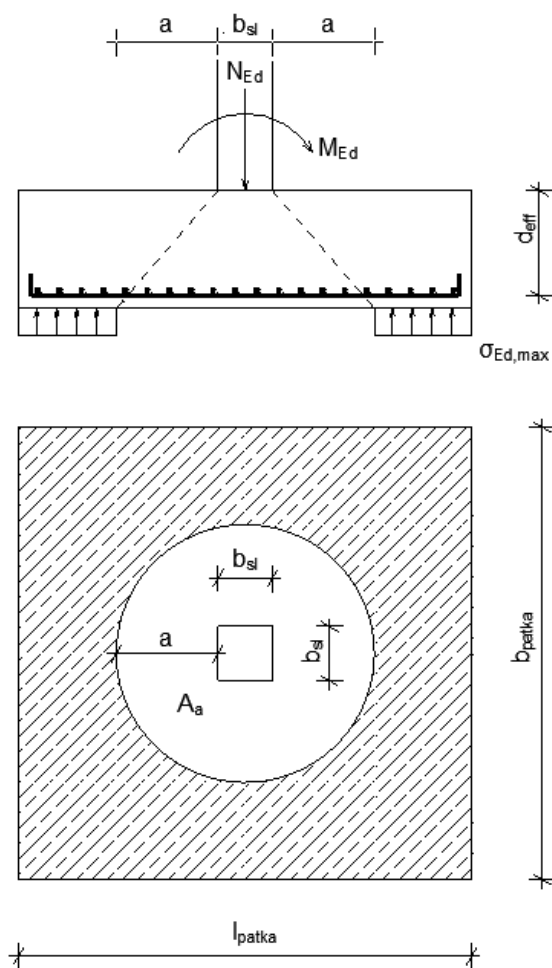
Výpočet smykového napětí:

$$\nu_{Ed} = \beta_0 \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 1,059 \cdot \frac{1749,705 \cdot 10^3}{1200 \cdot 566} = 2,728 \text{ MPa}$$

$$\nu_{Ed} \leq \nu_{Rd, \max} = 2,728 \text{ MPa} < 6,020 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

e) Únosnost ve smyku základů sloupů při protlačení

Posouzení na protlačení ŽB patky je vypočítáno v místě kontrolovaného obvodu, ve vzdálenosti $a = d_{eff} = 566 \text{ mm}$ od obvodu sloupu.



Obr. 6.66 Posouzení základové patky na protlačení ve vzdálenosti a

Délka kritického obvodu ve vzdálenosti a :

$$u_a = 2 \cdot (b_{sl} + b_{sl}) + 2 \cdot \pi \cdot d_{eff} = 2 \cdot (300 + 300) + 2 \cdot \pi \cdot 566 = 4756,283 \text{ mm}$$

Modul odpovídající rozdělení smyku W_a :

$$W_a = \frac{b_{sl}^2}{2} + b_{sl} \cdot b_{sl} + 4 \cdot b_{sl} \cdot d_{eff} + 16 \cdot d_{eff}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{eff} \cdot b_{sl}$$

$$W_a = \frac{0,3^2}{2} + 0,3 \cdot 0,3 + 4 \cdot 0,3 \cdot 0,566 + 16 \cdot 0,566^2 + 2 \cdot \pi \cdot 0,566 \cdot 0,3$$

$$W_a = 7,007 m^2$$

Hodnota posouvající síly:

$$A_a = (b_{sl} + 2a) \cdot (b_{sl} + 2a) + (\pi - 4) \cdot a^2$$

$$A_a = (0,3 + 2 \cdot 0,566) \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,566) + (\pi - 4) \cdot 0,566^2$$

$$A_a = 1,776 m^2$$

$$V_{Ed,a} = p_{patka} \cdot (l_{patka} \cdot b_{patka} - A_a) = 284,043 \cdot (2,5 \cdot 2,5 - 1,776) = 1270,808 kN$$

Součinitel β_a :

$$\beta_a = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,a}} \cdot \frac{u_a}{W_a} = 1 + 0,6 \cdot \frac{19,44}{1270,808} \cdot \frac{4,756}{7,007} = 1,006$$

Výpočet smykového napětí ve vzdálenosti a :

$$\nu_{Ed,a} = \beta_a \cdot \frac{V_{Ed,a}}{u_a \cdot d_{eff}} = 1,006 \cdot \frac{1270,808 \cdot 10^3}{4756 \cdot 566} = 0,475 MPa$$

Výpočet smykové únosnosti ŽB patky při protlačení:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{566}} = 1,594 \leq 2,0 \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do podpory:

$$A_{s,skut,x;y} = 3078,761 mm^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,skut,x;y}}{b_{patka} \cdot d_{eff}} = \frac{3078,761}{2500 \cdot 566} = 0,002 \leq 0,02 \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

$$\nu_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot \frac{2d_{eff}}{a}$$

$$\nu_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,594 \cdot (100 \cdot 0,0036 \cdot 35)^{1/3} + 0 \right] \cdot \frac{2 \cdot 566}{566}$$

$$\nu_{Rd,c} = 0,890 MPa$$

$$\nu_{Ed,a} = 0,475 MPa \leq \nu_{Rd,c} = 0,890 MPa \dots \text{VYHOVUJE}$$

Ověření podmínky pro minimální smykovou únosnost:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{566}} = 1,594 \leq 2,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$\nu_{l,min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,594^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{35} = 0,417 MPa$$

$$\nu_{l,min,a} = \frac{2d_{eff}}{a} \cdot \nu_{l,min} = \frac{2 \cdot 566}{566} \cdot 0,417 = 0,834 MPa$$

$$\nu_{Ed,a} = 0,417 MPa \leq \nu_{l,min,a} = 0,834 MPa \dots \text{VYHOVUJE}$$

f) Konstrukční zásady

Omezení množství hlavní tahové výztuže – směr x:

- Minimální stupeň vyztužení – d_x :

$$A_{s,min,x} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_y \cdot d_x \\ 0,0013 \cdot b_y \cdot d_x \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min,x} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{3,2}{500} \cdot 2500 \cdot 559 \\ 0,0013 \cdot 2500 \cdot 559 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2325,44 \\ 1816,75 \end{array} \right\} = 2325,44 mm^2$$

$$A_{s,skut,x} \geq A_{s,min,x} \Rightarrow 3078,761 mm^2 \geq 2325,44 mm^2 \dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_x \cdot h_{patka} = 0,04 \cdot 2500 \cdot 650 = 65000 mm^2$$

$$A_{s,skut,x} \leq A_{s,max} \Rightarrow 3078,761 mm^2 \leq 65000 mm^2 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení množství hlavní tahové výztuže – směr y:

- Minimální stupeň vyztužení – d_y :

$$A_{s,min,y} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_x \cdot d_y \\ 0,0013 \cdot b_x \cdot d_y \end{array} \right\}$$

$$A_{s,\min,y} = \max \left\{ \frac{0,26 \cdot \frac{3,2}{500} \cdot 2500 \cdot 573}{0,0013 \cdot 2500 \cdot 573} \right\} = \max \left\{ \frac{2383,68}{1862,25} \right\} = 2383,68 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y} \geq A_{s,\min,y} \Rightarrow 3078,761 \text{ mm}^2 \geq 2383,68 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_y \cdot h_{patka} = 0,04 \cdot 2500 \cdot 650 = 65000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut,y} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 3078,761 \text{ mm}^2 \leq 65000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti – směr x:

$$\xi = \frac{x_x}{d_x} = \frac{28,685}{559} = 0,051$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,051 \leq 0,617 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti – směr y:

$$\xi = \frac{x_y}{d_y} = \frac{28,685}{573} = 0,050$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,050 \leq 0,617 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

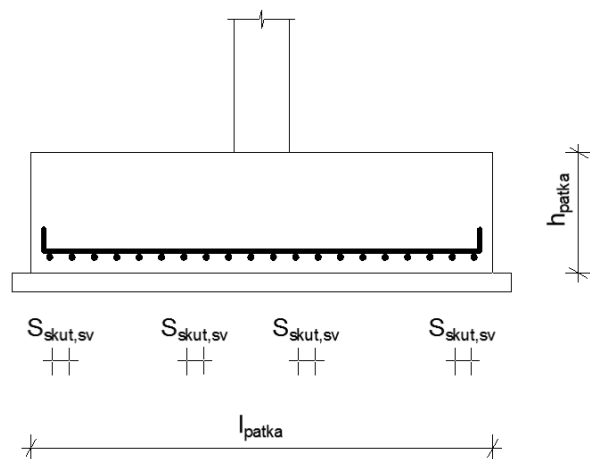
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty ve směru x a y:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi_{\max}; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 14; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{x,y} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_{\max}}{n - 1} = \frac{2500 - 2 \cdot 70 - 20 \cdot 14}{20 - 1} = 109,474 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 109,474 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



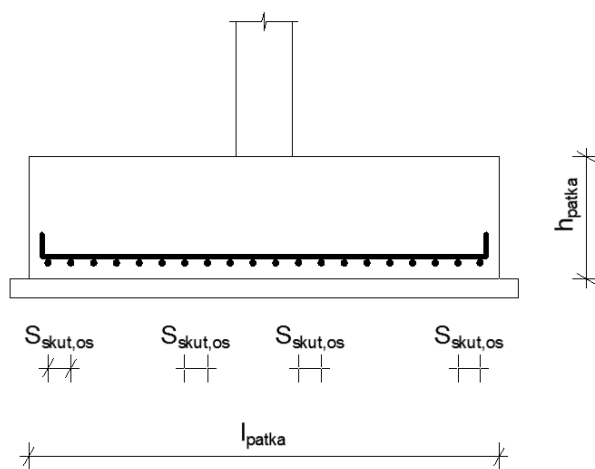
Obr. 6.67 Světlé vzdálenosti mezi pruty výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h_{\text{patka}}; 250) = \min(2 \cdot 650; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{\text{skut,os}} = S_{\text{skut,sv}} + \phi_{\max} = 109,474 + 14 = 123,474 \text{ mm}$$

$$S_{\text{skut,os}} \leq S_{\max} \Rightarrow 123,474 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.68 Osová vzdálenosti mezi pruty výztuže

Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,2}{1,5} = 1,466 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,466 = 3,3 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{434,783}{3,3} = 461,133 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 461,133 = 461,133 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi_{max}; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 461,133; 10 \cdot 14; 100\}$$

$$l_{b,min} = 140 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 470 mm$$

$$l_{min} = 140 mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 470 mm \geq 140 mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

6.6 ŽB schodiště

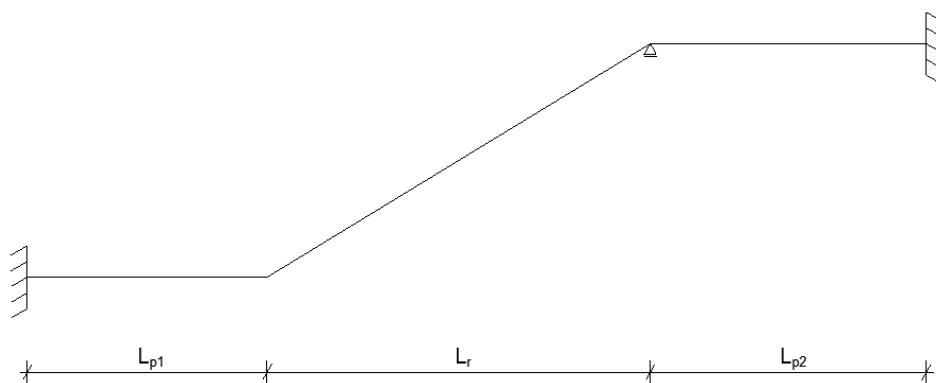
Výpočet vnitřních sil u železobetonového schodiště byl proveden pomocí programu Scia Engineer 2013. ŽB schodiště je vetknuto do stěn ŽB jádra, dále je delší podesta podepřena podestovým nosníkem o rozměrech 200 x 200mm.

Délkové rozměry podest a schodišťového ramene:

$$L_{p1} = 1520mm$$

$$L_r = 2430mm$$

$$L_{p2} = 1750mm$$



Obr. 6.69 Statické schéma schodiště

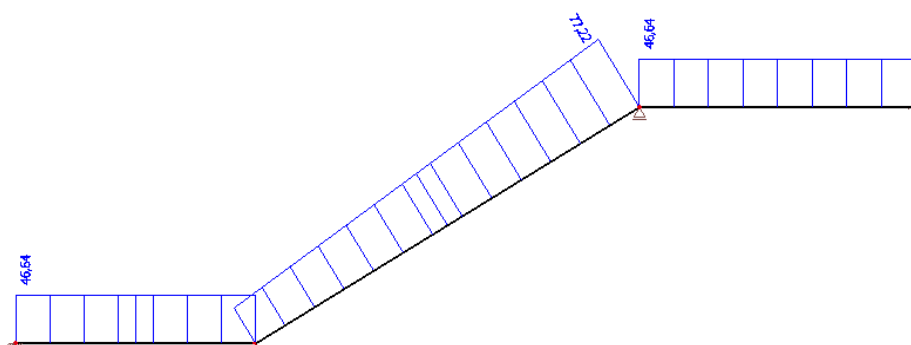
Rozhodující kombinace vnitřních sil:

Maximální normálová síla:

$$N_{Ed} = 77,22kN$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 2:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,5 \cdot LC2)$$



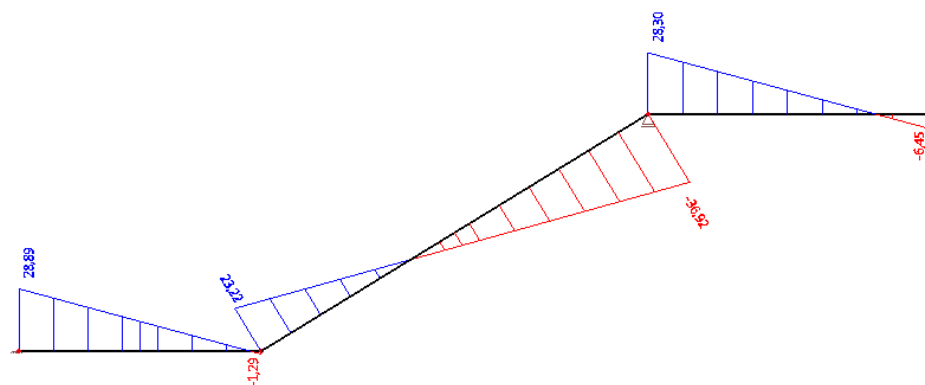
Obr. 6.70 Maximální normálová síla u schodiště

Maximální posouvající síla:

$$V_{Ed} = 36,92 \text{ kN}$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 2:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,5 \cdot LC2)$$



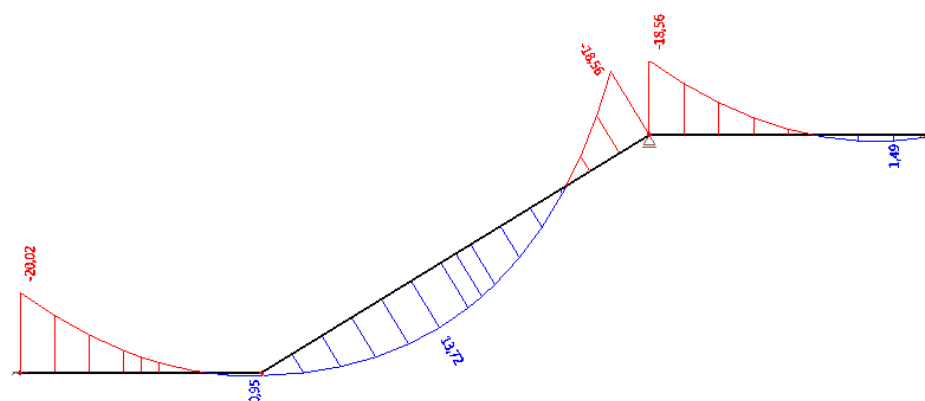
Obr. 6.71 Maximální posouvající síla u schodiště

Maximální kladný ohybový moment:

$$M_{Ed,d} = 13,72 \text{ kNm}$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 2:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,5 \cdot LC2)$$



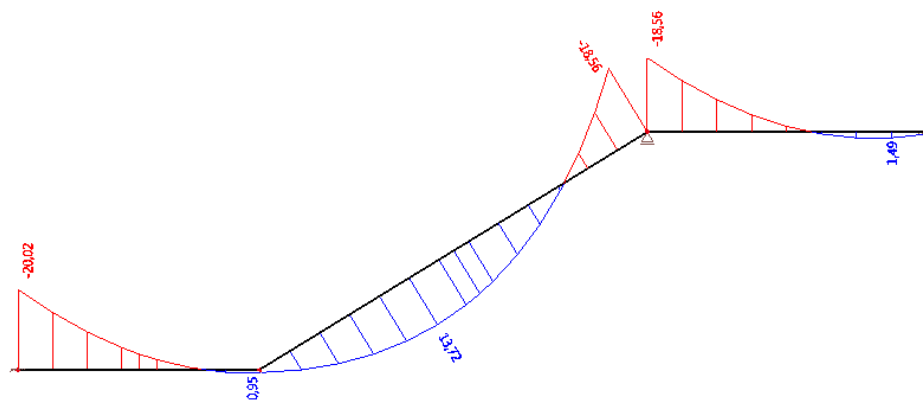
Obr. 6.72 Maximální kladný ohybový moment u schodiště

Maximální záporný ohybový moment:

$$M_{Ed,h} = 20,02 \text{ kNm}$$

Rozhodující kombinace zatížení CO 2:

$$(1,35 \cdot LC1 + 1,5 \cdot LC2)$$



Obr. 6.73 Maximální záporný ohybový moment u schodiště

a) Návrh krytí výztuže ŽB schodiště

Navržená tloušťka desky:

$$h_{sch} = 180mm$$

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C30/37:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20MPa$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783MPa$$

Navržené profily výztuží:

$$\phi_h = 10mm$$

$$\phi_d = 10mm$$

Krytí výztuže

a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu

$$c_{min,b} = 10mm$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC1 (vnitřní prostory budov s nízkou vlhkostí vzduchu)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min, \text{dur}} = 20\text{mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min, \text{dur}}; 10\text{mm}) = \max(10; 20; 10) = 20\text{mm}$$

e) Toleranční zvětšení

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10\text{mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

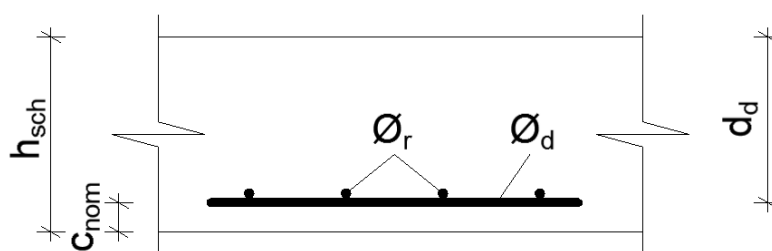
$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30\text{mm}$$

b) Vyztužení na kladný moment:

$$\phi_d = 10\text{mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d_d = h_d - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_d}{2} = 180 - 30 - \frac{10}{2} = 145\text{mm}$$



Obr. 6.74 Účinná výška průřezu schodiště – dolní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s, \text{req}} = \frac{M_{\text{Ed}, d}}{f_{\text{yd}} \cdot 0,9 \cdot d_d} = \frac{13,72 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 145} = 241,808\text{mm}^2$$

Minimální počet kusů dolní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s, \text{req}}}{\pi \cdot \phi_d^2} = \frac{4 \cdot 241,808}{\pi \cdot 10^2} = 3,078\text{kusů}$$

Navržený počet kusů dolní výztuže:

$$n = 10\text{kusů}$$

Skutečná plocha výztuže:

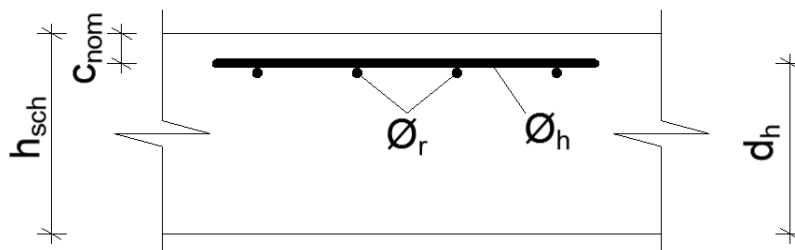
$$A_{s, \text{skut}, d} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_d^2}{4} = 10 \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 785,398\text{mm}^2$$

c) Vyztužení na záporný moment:

$$\phi_h = 10mm$$

Účinná výška průřezu:

$$d_h = h_{sch} - c_{nom} - \frac{\phi_h}{2} = 180 - 30 - \frac{10}{2} = 145mm$$



Obr. 6.75 Účinná výška průřezu schodiště – horní výztuž

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed,h}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_h} = \frac{20,02 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 0,9 \cdot 145} = 352,843mm^2$$

Minimální počet kusů horní výztuže:

$$n = \frac{4 \cdot A_{s,req}}{\pi \cdot \phi_h^2} = \frac{4 \cdot 352,843}{\pi \cdot 10^2} = 4,493kusů$$

Navržený počet kusů horní výztuže:

$$n = 10kusů$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,h} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4} = 10 \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 785,398mm^2$$

d) Posouzení na mezní stav únosnosti – kladný moment

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut,d} \cdot f_{yd} = 785,398 \cdot 434,783 \Rightarrow 341,478kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{schodiště} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{341,478 \cdot 10^3}{1 \cdot 1750 \cdot 0,8 \cdot 20} = 12,196mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,d} = F_s \cdot (d_d - 0,4 \cdot x) = 341,478 \cdot 10^3 \cdot (145 - 0,4 \cdot 12,196) \Rightarrow 47,848 kNm$$

$$M_{Rd,d} = 47,848 kNm \geq M_{Ed,d} = 13,72 kNm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

e) Posouzení na mezní stav únosnosti – záporný moment**Síla ve výztuži:**

$$F_s = A_{s,skut,h} \cdot f_{yd} = 785,398 \cdot 434,783 \Rightarrow 341,478 kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{schodiště} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{341,478 \cdot 10^3}{1 \cdot 1750 \cdot 0,8 \cdot 20} = 12,196 mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,h} = F_s \cdot (d_h - 0,4 \cdot x) = 341,478 \cdot 10^3 \cdot (145 - 0,4 \cdot 12,196) \Rightarrow 47,848 kNm$$

$$M_{Rd,h} = 47,848 kNm \geq M_{Ed,h} = 20,02 kNm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

f) Konstrukční zásady**Omezení množství hlavní tahové výztuže – kladný i záporný moment:**

- Minimální stupeň vyztužení - d:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{schodiště} \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_{schodiště} \cdot d \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1750 \cdot 145 \\ 0,0013 \cdot 1750 \cdot 145 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 382,655 \\ 329,875 \end{array} \right\} = 382,655 mm^2$$

$$A_{s,skut} \geq A_{s,min} \Rightarrow 785,398 mm^2 \geq 382,655 mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_{schodiště} \cdot h_{sch} = 0,04 \cdot 1750 \cdot 180 = 12600 mm^2$$

$$A_{s,skut} \leq A_{s,max} \Rightarrow 785,398 mm^2 \leq 12600 mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Omezení výšky tlačené oblasti – kladný i záporný moment:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{12,196}{145} = 0,084$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,084 \leq 0,617 \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty - kladný i záporný moment:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20) = 21mm$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{schodiště} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi}{n - 1} = \frac{1750 - 2 \cdot 30 - 10 \cdot 10}{10 - 1} = 176,667mm$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 176,667mm \geq 21mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h_{sch}; 250) = \min(2 \cdot 180; 250) = 250mm$$

$$S_{skut,os} = S_{skut,sv} + \phi_d = 176,667 + 10 = 186,667mm$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 186,667mm \leq 250mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Rozdělovací výztuž:

Minimální plocha rozdělovací výztuže:

$$A_{s,r,\min} = 0,2 \cdot A_{s,skut} = 0,2 \cdot 785,398 = 157,080mm^2$$

Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže:

$$S_{r,\max} = \min(3 \cdot h_{sch}; 400) = \min(3 \cdot 180; 400) = 400mm$$

$$S_r = 200mm$$

$$S_r = 200mm \leq S_{r,\max} = 400mm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

Navržený profil rozdělovací výztuže:

$$\phi_r = 8mm$$

Skutečná plocha rozdělovací výztuže:

$$A_{s,r,skut} = \frac{1}{S_r} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{200} \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 251,357mm^2$$

$$A_{s,r,min} = 157,080mm^2 \leq A_{s,skut} = 251,357mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 362,319mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 362,319 = 362,319mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm\} = \max \{0,3 \cdot 362,319; 10 \cdot 10; 100\}$$

$$l_{b,min} = 108,696mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 370mm$$

$$l_{min} = 110mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 370mm \geq 110mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

g) Posouzení ŽB schodiště na smyk

Maximální posouvající síla od účinků zatížení:

$$V_{Ed} = 36,92 kN$$

4) Návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,174 \leq 2,0 \dots \dots \dots \text{NEVYHOVUJE} \Rightarrow k = 2,0$$

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do podpory:

$$A_{s,skut} = 785,398 mm^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s,skut}}{b_{schodiště} \cdot d} = \frac{452,389}{1750 \cdot 145} = 0,0018 \leq 0,02 \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_{schodiště} \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0018 \cdot 30)^{1/3} + 0] \cdot 1750 \cdot 145 = 106,843 kN$$

$$V_{Rd,c} = 106,843 kN \geq V_{Ed} = 36,92 kN \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$

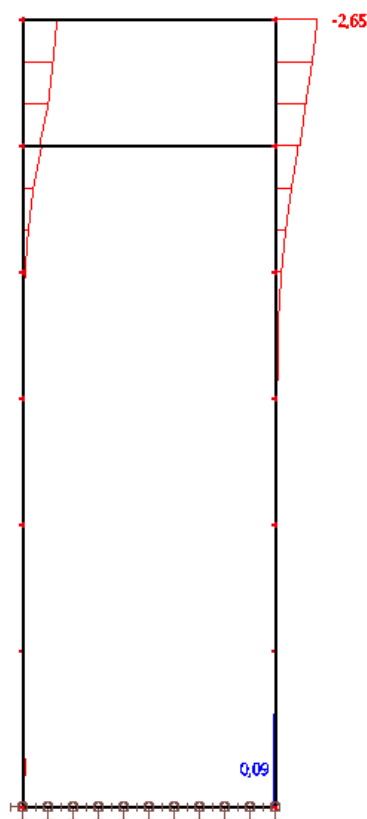
6.7 ŽB stěna

Výpočet vnitřních sil u ŽB stěn jádra byl proveden v programu Scia Engineer 2013. Pro návrh vyztužení a posudek bylo uvažováno vzhledem k velmi malým hodnotám ohybových momentů pouze s třídou výsledků, kterou tvořila maximální hodnota normálové síly a maximální ohybový moment. Monolitické stěny jádra byly vetknuty v ŽB pásech, jejichž návrh a posudek je součástí diplomové práce.

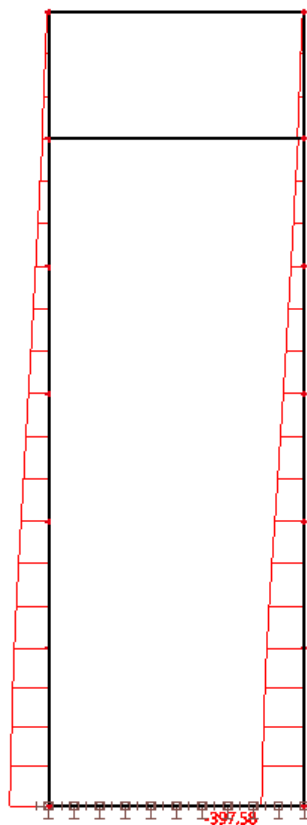
Rozhodující třída výsledků (vnitřních sil):

Maximální ohybový moment a maximální normálová síla:

$$M_{Ed,max} = 2,65kNm; N_{Ed,max} = -397,58kN$$



Obr. 6.76 Maximální ohybový moment stěny



Obr. 6.77 Maximální normálová síla stěny

a) Ověření limitní štíhlosti stěny

Ověření limitní štíhlosti stěny je provedeno pro výsledky vnitřních sil ze třídy výsledků. Ve výpočtu je uvažována stěna délky 3,7m (vzdálenost od paty stěny k podlaze 2.NP).

Třída výsledků – stěna délky $L_s = 3,7\text{m}$:

$$M_{Ed, \max} = 0,09 \text{ kNm}, N_{Ed} = 397,58 \text{ kN}$$

Účinná délka stěny:

$$l_0 = 0,7 \cdot L_s = 0,7 \cdot 3,7 = 2,59 \text{ m}$$

Účinky prvního řádu – excentricita od vlivu imperfekcí:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2,59}{400} = 6,475 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Výsledný ohybový moment:

$$M_{Ed} = M_{Ed, \max} + N_{Ed} \cdot e_i = 0,09 + 397,58 \cdot 6,475 \cdot 10^{-3} = 2,664 \text{ kNm}$$

Štíhlost stěny:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\frac{b_{sl}}{\sqrt{12}}} = \frac{2,59}{\frac{0,3}{\sqrt{12}}} = 29,906$$

Poměrná normálová síla:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{397,58 \cdot 10^3}{300 \cdot 1000 \cdot 20} = 0,066$$

Limitní štíhlost:

$$A = 0,7 \dots \text{konzervativně}$$

$$B = 1,1 \dots \text{konzervativně}$$

$$C = 0,7 \dots \text{konzervativně}$$

$$\lambda_{\lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,066}} = 41,961$$

$$\lambda_{\lim} = 41,961 \geq \lambda = 29,906 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Limitní štíhlost je splněna a tudíž není nutno uvažovat účinky druhého řádu.

b) Návrh vyztužení ŽB stěny

Navržené rozměry stěny:

Tloušťka stěny:

$$h_{st} = 300mm$$

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C30/37:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20MPa$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783MPa$$

Navržený profil svislé výztuže:

$$\phi_s = 12mm$$

Krytí výztuže:**a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu**

$$c_{\min,b} = 12\text{mm}$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC1 (vnitřní prostory budov s nízkou vlhkostí vzduchu)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 20\text{mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min,dur}; 10\text{mm}) = \max(12; 20; 10) = 20\text{mm}$$

e) Toleranční zvětšení

$$\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30\text{mm}$$

c) Návrh svislé výztuže ŽB stěny**Návrh profilu svislé výztuže:**

$$\phi_s = 12\text{mm}$$

Vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$s = 150\text{mm}$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut,s;1,2} = \frac{1}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = \frac{1}{150} \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 753,982\text{mm}^2$$

Síla ve výztuži:

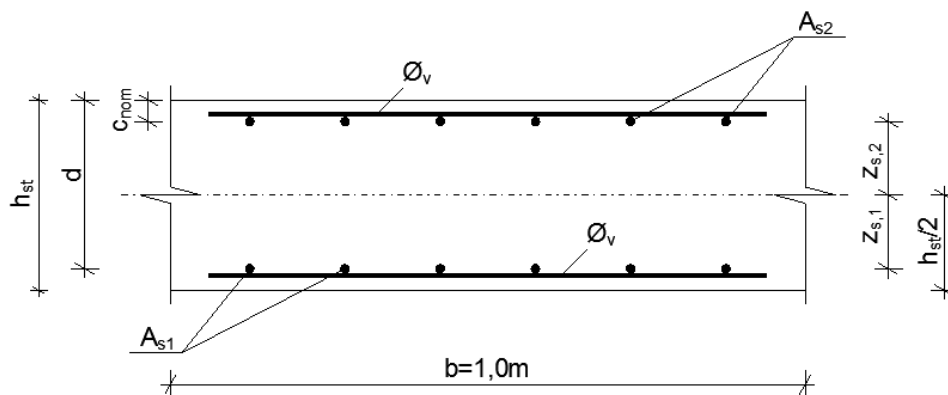
$$F_{s1} = F_{s2} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 753,982 \cdot 434,783 \Rightarrow 327,818\text{kN}$$

Vzdálenost těžiště od osy výztuže:

$$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h_{st}}{2} - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2} = \frac{300}{2} - 30 - \frac{12}{2} = 114\text{mm}$$

Účinná výška průřezu:

$$d = h_{st} - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2} = 300 - 30 - \frac{12}{2} = 264 \text{ mm}$$

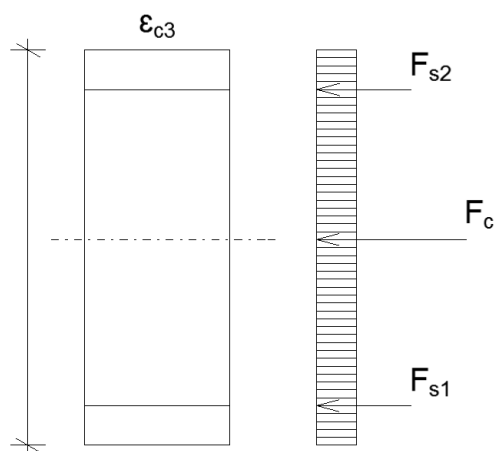


Obr. 6.78 Účinná výška průřezu stěny – svislá výztuž

d) Interakční diagram – svislá výztuž

Bod 0:

Teoreticky plné využití průřezu v tlaku (tlačený je beton i výztuž), tlačený je celý průřez $\Rightarrow x = h$.



Obr. 6.79 Interakční diagram – bod 0

Síla v betonu:

$$F_c = (\eta \cdot h_{st} \cdot b_{lm} \cdot f_{cd}) = (1,0 \cdot 300 \cdot 1000 \cdot 20) \Rightarrow 6000 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{210 \cdot 10^3} = 2,070 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \cdot E_s = 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 10^3 = 367,5 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd,0} = -(F_c + A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s) = -(6000 \cdot 10^3 + 753,982 \cdot 367,5 + 753,982 \cdot 367,5)$$

$$N_{Rd,0} = -6554,177 \text{ kN}$$

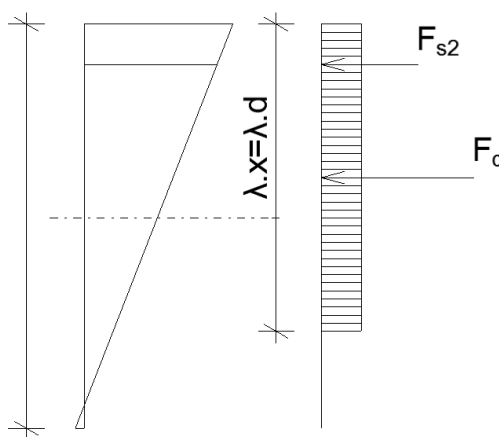
Moment únosnosti vztažený k těžišti průřezu:

$$M_{Rd,0} = A_{s2} \cdot \sigma_s \cdot z_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_s \cdot z_{s1} = 753,982 \cdot 367,5 \cdot 114 - 753,982 \cdot 367,5 \cdot 114$$

$$M_{Rd,0} = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1:

Tlačená oblast $x = d$, neutrální osa prochází těžištěm spodní výztuže A_{st} , tato výztuž není namáhána.



Obr. 6.80 Interakční diagram – bod 1

Síla v betonu:

$$F_c = (\lambda \cdot b_{lm} \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (0,8 \cdot 1000 \cdot 264 \cdot 1,0 \cdot 20) \Rightarrow 4224 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} = -(F_c + F_{s2}) = -(4224 + 327,818) = -4551,818 \text{ kN}$$

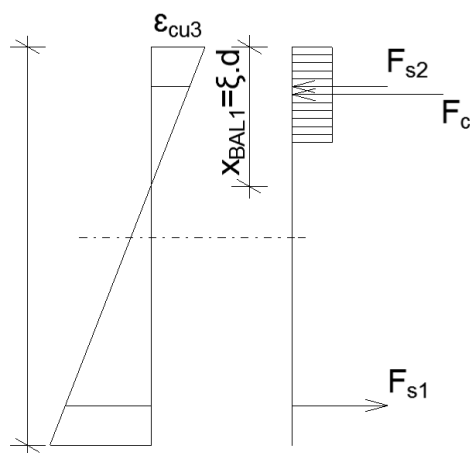
Moment únosnosti vztažený k neutrální ose:

$$M_{Rd,1} = F_c \cdot (0,5h_{st} - 0,4 \cdot d) + F_{s2} \cdot z_{s2} = 4224 \cdot (0,5 \cdot 0,3 - 0,4 \cdot 0,264) + 327,818 \cdot 0,114$$

$$M_{Rd,1} = 224,917 \text{ kNm}$$

Bod 2:

Rozhraní mezi tlakovým porušením betonu a tahovým porušením oceli ($x = x_{bal,1}$).



Obr. 6.81 Interakční diagram – bod 2

Síla v betonu:

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,50 \cdot 10^{-3}}{3,50 \cdot 10^{-3} + 2,07 \cdot 10^{-3}} = 0,628$$

$$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = \frac{3,50 \cdot 10^{-3}}{3,50 \cdot 10^{-3} - 2,07 \cdot 10^{-3}} = 2,448$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,628 \cdot 264 = 165,792 \text{ mm}$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = \xi_{bal,2} \cdot (b_{sl} - d) = 2,448 \cdot (300 - 264) = 88,128 \text{ mm}$$

$$x_{bal,1} = 165,792 \text{ mm} \geq x_{bal,2} = 88,128 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

$$F_c = (\lambda \cdot b_{lm} \cdot \xi_{bal,1} \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}) = (0,8 \cdot 1000 \cdot 0,628 \cdot 264 \cdot 1,0 \cdot 20) \Rightarrow 2652,672 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} = -(F_c + F_{s2} - F_{s1}) = -(2652,672 + 327,818 - 327,818) = -2652,672 \text{ kN}$$

Moment únosnosti:

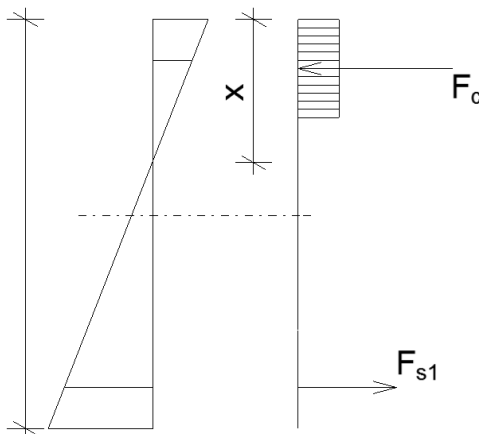
$$M_{Rd,2} = F_c \cdot (0,5h_{st} - 0,4 \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) + F_{s1} \cdot z_{s1} + F_{s2} \cdot z_{s2}$$

$$M_{Rd,2} = 2652,672 \cdot (0,5 \cdot 0,3 - 0,4 \cdot 0,628 \cdot 0,264) + 327,818 \cdot 0,114 + 327,818 \cdot 0,114$$

$$M_{Rd,2} = 296,727 \text{ kNm}$$

Bod 3:

Prostý ohyb, metoda mezní rovnováhy. Tažená výztuž A_{st} (v případě potřeby lze započítat i tlačnou výztuž A_{s2}).



Obr. 6.82 Interakční diagram – bod 3

$$N_{Rd,3} = 0kN$$

Moment únosnosti:

$$x = \frac{F_{s1}}{0,8 \cdot b_{lm} \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{327,818 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1000 \cdot 1,0 \cdot 20} = 20,488mm$$

$$M_{Rd,3} = F_{s1} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 327,818 \cdot (0,264 - 0,4 \cdot 0,020) = 83,857kNm$$

Bod 4:

Ve výpočtu je uvažováno $x = d$.

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 753,982 \cdot 434,783 = 327,818kN$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd,4} = F_{s1} \cdot z_{s1} = 327,818 \cdot 0,114 = 37,371kNm$$

Bod 5:

Ve výpočtu je uvažováno s tahovým namáháním na celém průřezu.

$$N_{Rd,5} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 753,982 \cdot 434,783 + 753,982 \cdot 434,783 = 655,637kN$$

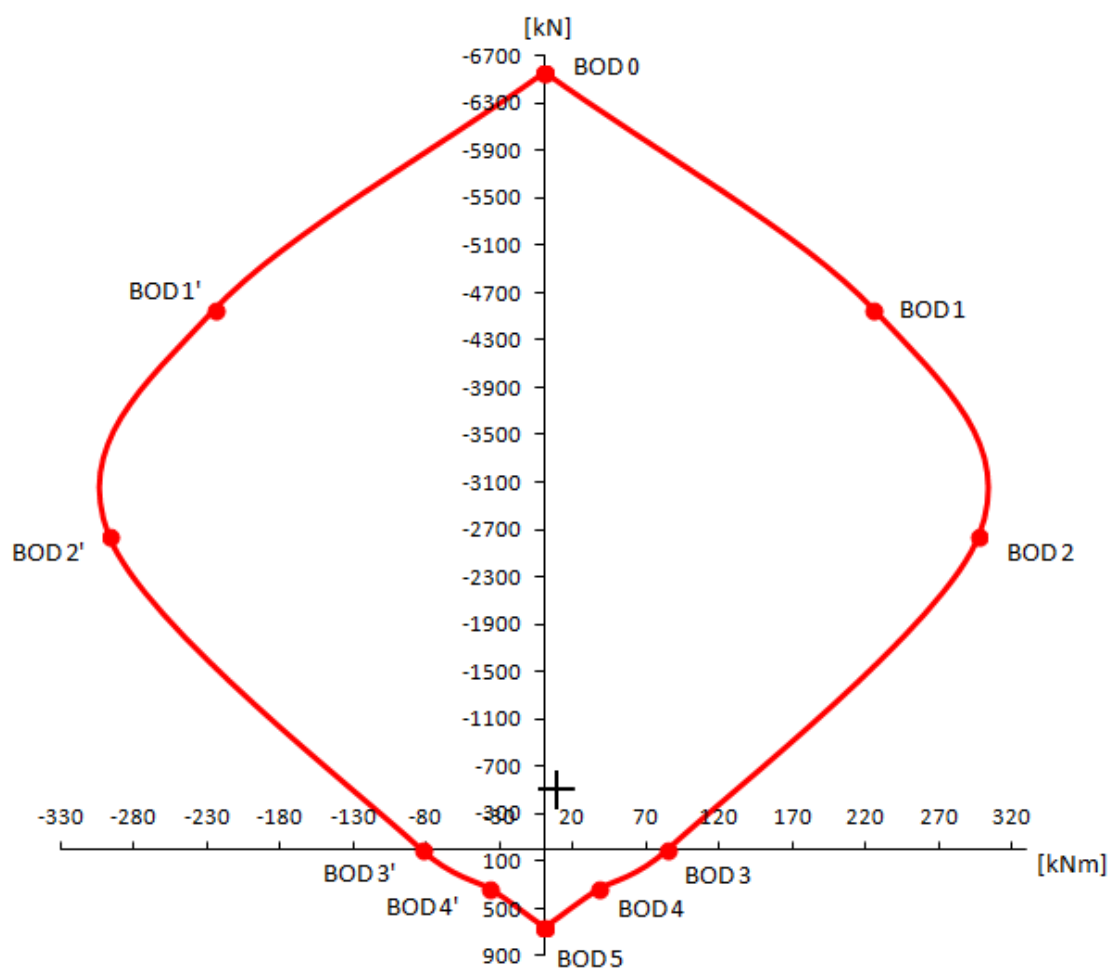
Moment únosnosti:

$$M_{Rd,5} = F_{s1} \cdot z_{s1} - F_{s2} \cdot z_{s2} = 327,818 \cdot 0,114 - 327,818 \cdot 0,114 = 0kNm$$

e) Grafické posouzení – svislá výztuž

Třída výsledků:

$$M_{Ed,max} = 2,66kNm; N_{Ed,max} = -397,58kN$$



Obr. 6.83 Interakční diagram

Třída výsledků se nachází v ploše diagramu.....*VYHOVUJE*

f) Konstrukční zásady

Omezení množství hlavní tahové výztuže:

- Minimální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\min} = 0,002 \cdot b_{lm} \cdot h_{st} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 300 = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut} \geq A_{s,\min} \Rightarrow 753,982 \text{ mm}^2 \geq 600 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h_{st} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 300 = 12000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 753,982 \text{ mm}^2 \leq 12000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

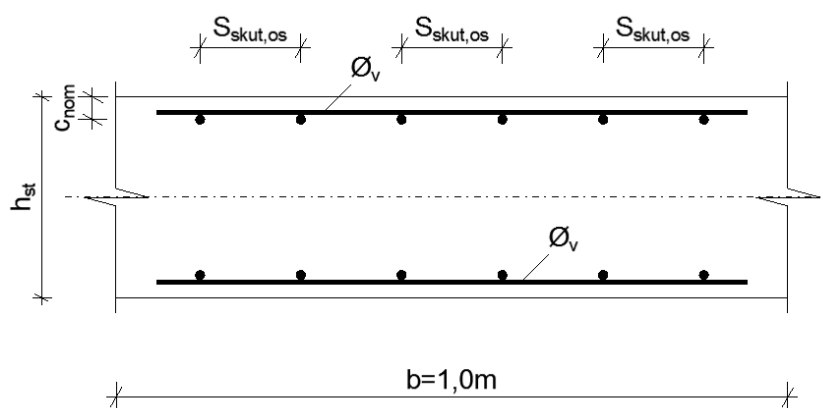
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty – svislá výztuž:

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(3 \cdot h; 400) = \min(3 \cdot 300; 400) = 400 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 150 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.84 Osově vzdálenosti mezi pruty svislé výztuže

Návrh vodorovné (konstrukční) výztuže – minimální plocha výztuže:

Vodorovná výztuž je uložena rovnoběžně s povrchy stěn.

$$A_{s,r,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \cdot A_s \\ 0,001 \cdot b_{lm} \cdot h_{st} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \cdot 753,982 \\ 0,001 \cdot 1000 \cdot 300 \end{array} \right\} = 300 \text{ mm}^2$$

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = 400mm$$

$$S_{skut,os} = 150mm$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 150mm \leq 400mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Navržený profil vodorovné výztuže:

$$\phi_v = 10mm$$

Skutečná plocha vodorovné výztuže:

$$A_{s,r,skut} = \frac{1}{S_{skut,os}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_v^2}{4} = \frac{1}{150} \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} = 523,598mm^2$$

$$A_{s,r,min} = 300mm^2 \leq A_{s,r,skut} = 523,598mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Příčná výztuž:

Příčnou výztuž (spony) je potřeba navrhnout pouze tehdy, pokud má veškerá svislá výztuž plochu větší nebo rovnou 2% plochy betonu.

$$A_{s,skut} \leq 0,02 \cdot A_c \Rightarrow 753,982mm^2 \leq 0,02 \cdot 1000 \cdot 300 = 6000mm^2 \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Není potřeba navrhnout příčnou výztuž, návrh je proveden pouze jako konstrukční.

Návrh příčné výztuže:

$$\phi_{sp} = 8mm$$

Osová vzdálenost příčné výztuže:

$$S_{skut,os} = 150mm$$

Skutečná plocha příčné výztuže:

$$A_{sp,skut} = \frac{1}{S_{skut,os}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sp}^2}{4} = \frac{1}{150} \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 335,103mm^2$$

Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,0}{1,5} = 1,333 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,0 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,783}{3,0} = 434,783 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 434,783 = 434,783 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 434,783; 10 \cdot 12; 100\}$$

$$l_{b,min} = 130,435 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 440 mm$$

$$l_{min} = 140 mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 440 mm \geq 140 mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

6.8 ŽB pás

Stěny vícepodlažní budovy jsou vetknuty v železobetonových pásech. Pro návrh vyztužení a posudek bylo uvažováno vzhledem k velmi malým hodnotám ohybových momentů pouze s třídou výsledků, kterou tvoří maximální hodnota ohybového momentu a maximální normálová síla. Součástí výpočtu je také posouzení únosnosti základové půdy vlivem zatížení.

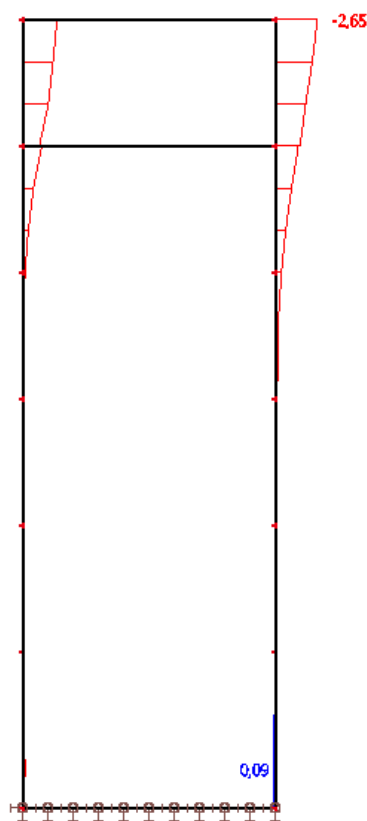
Rozhodující třída výsledků (vnitřních sil):

Maximální ohybový moment a maximální normálová síla:

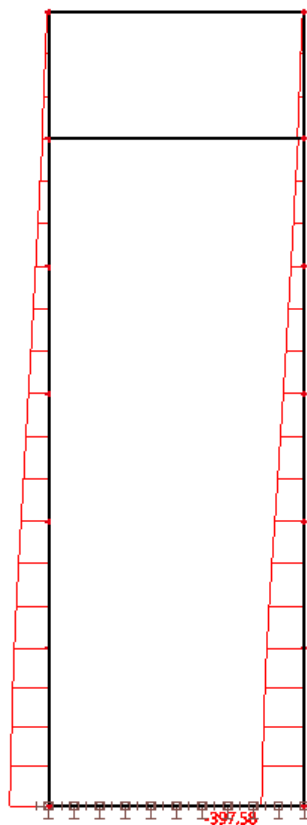
$$N_{Ed,max} = 397,58kN$$

$$M_{x,Ed,max} = 0kNm$$

$$M_{y,Ed,max} = 0,09kNm$$



Obr. 6.85 Maximální ohybový moment stěny



Obr. 6.86 Maximální normálová síla stěny

Navržené rozměry stěny:

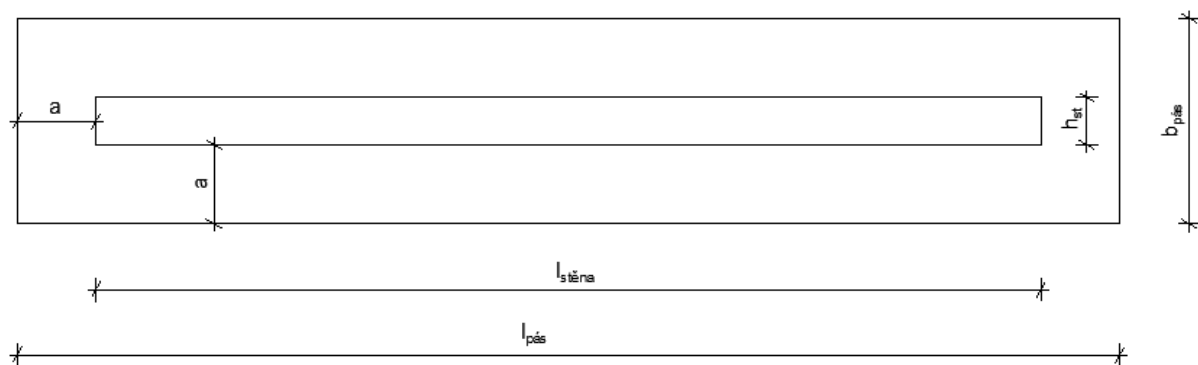
Tloušťka stěny:

$$h_{st} = 300mm$$

Navržené půdorysné rozměry pásu:

$$l_{pás} = 7400mm$$

$$b_{pás} = 1700mm$$



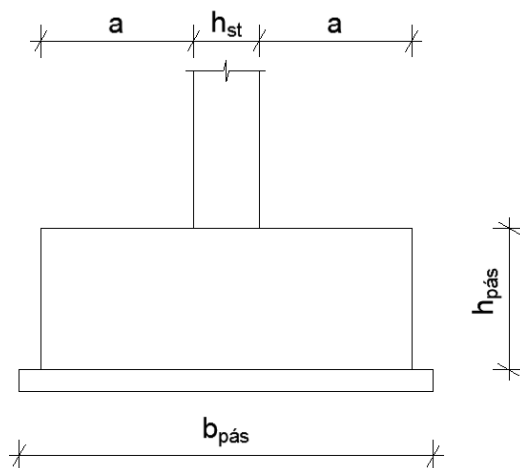
Obr. 6.87 Půdorysné rozměry pásu

Navržená výška pásu:

$$h_{pás} = 650mm$$

Vzdálenost okraje pásu od líce stěny:

$$a = 700mm$$



Obr. 6.88 Výška pásu a vzdálenost okraje pásu od líce stěny

Zatížení základového pásu:

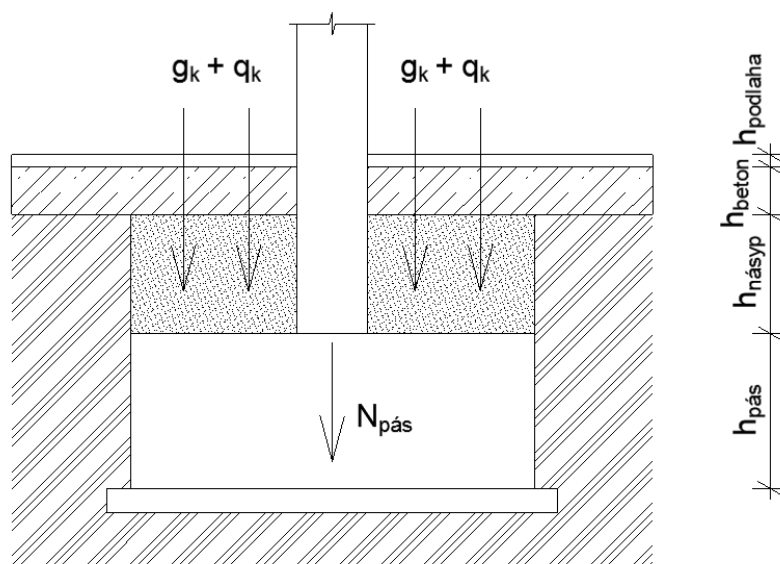
Stálé zatížení základového pásu se skládá ze zatížení od podlahy, podkladního betonu, zeminy, vlastní tíhy pásu a užitného zatížení podlahy. Ve výpočtech je uvažováno s výřezem pásu o délce $b_{lm} = 1,0m$.

Tab. 6.3 Stálé zatížení ŽB pásu

Název	Rozměry	t_m	ρ_v	g_k	G_k
	$m^2; m^3$	m	kN/m^3	kN/m^2	kN
Vlastní tíha ŽB pásu	$1,0 \cdot 1,7 \cdot 0,65$	-	25	-	27,625
Podlaha	(1,0.1,7 - 1,0.0,3)	-	-	1,141	1,597
Podkladní beton	(1,0.1,7 - 1,0.0,3)	0,2	25	-	7
Násyp	(1,0.1,7 - 1,0.0,3)	0,5	17,5	-	12,25

Tab. 6.4 Užitné zatížení ŽB pásu

Název	Rozměry	t_m	ρ_v	q_k	Q_k
	m	m	kN/m^3	kN/m^2	kN
Podlaha	(1,0.1,7 - 1,0.0,3)	-	-	2,5	3,5



Obr. 6.89 Řez ŽB pásem

Výpočet zatížení pásu:

$$p_{pás} = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k = 1,35 \cdot 48,472 + 1,5 \cdot 3,5 = 70,687 kN$$

Maximální normálová síla od zatížení horní konstrukce:

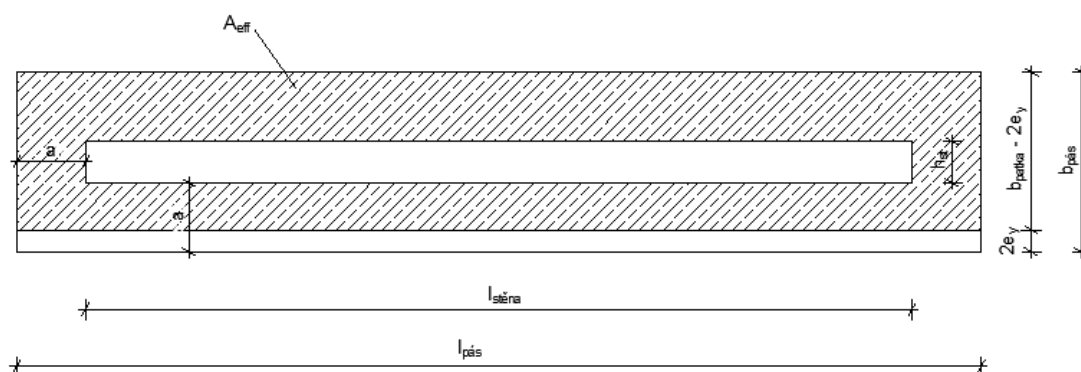
$$N_{Ed} = N_{Ed,max} + p_{pás} = 397,58 + 70,687 = 468,267 kN$$

Výpočet efektivní plochy ŽB pásu:

$$e_x = \frac{M_{x,Ed,max}}{N_{ed}} = \frac{0}{468,267} = 0m$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed,max}}{N_{ed}} = \frac{0,09}{468,267} = 0,0002m$$

$$A_{eff} = (l_{pás} - 2 \cdot e_x) \cdot (b_{pás} - 2 \cdot e_y) = (1,0 - 2 \cdot 0) \cdot (1,7 - 2 \cdot 0,0002) = 1,700m^2$$



Obr. 6.90 Efektivní plocha pásu – třída výsledků

Výpočet napětí od zeminy:

$$\sigma_{Ed,z} = \frac{N_{Ed,max} + p_{pás}}{A_{eff}} = \frac{397,58 + 70,687}{1,700} = 275,451 kPa$$

Únosnost základové spáry:

$$\sigma_{Ed,půūd} = 400 kPa$$

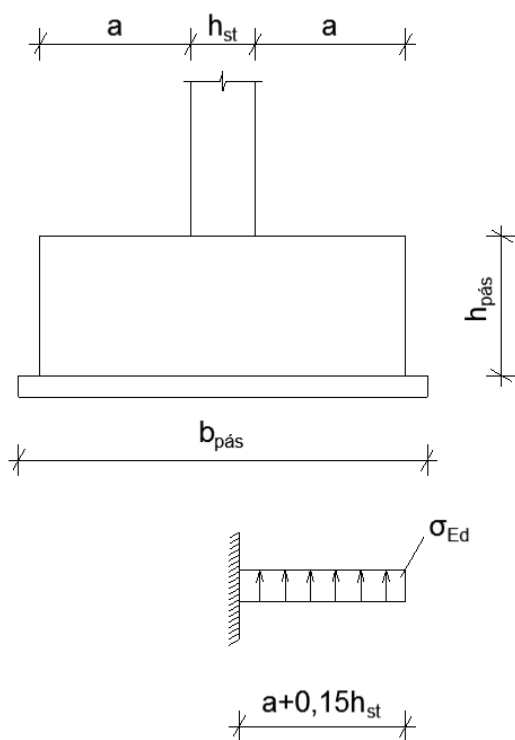
$$\sigma_{Ed,půūd} \geq \sigma_{Ed,z} = 400 kPa \geq 275,451 kPa \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

Skutečné napětí vyvolující ohyb základového pásu:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{eff}} - \frac{p_{pás}}{A_{eff}} = \frac{397,58}{1,700} - \frac{70,687}{1,700} = 192,290 kPa$$

Výpočet maximálních ohybových momentů na konzole ve směru y:

$$M_{Ed,y} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{Ed} \cdot (a + 0,15 \cdot h_{st})^2 \cdot b_{lm} = \frac{1}{2} \cdot 192,290 \cdot (0,7 + 0,15 \cdot 0,3)^2 \cdot 1,0 =$$
$$M_{Ed,y} = 53,363 kNm$$



Obr. 6.91 Statické schéma ŽB pásu zatíženého od zemního tlaku

a) Návrh vyztužení ŽB pásu

Třída betonu – návrhová pevnost betonu C35/45:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,333 \text{ MPa}$$

Třída oceli – návrhová pevnost oceli B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

Navržený profil hlavní výztuže a osová vzdálenost hlavní výztuže:

$$\phi_y = 12 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

Navržený profil a osová vzdálenost rozdělovací výztuže:

$$\phi_r = 8 \text{ mm}$$

$$s_r = 100 \text{ mm}$$

Krytí výztuže:

a) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím hodnoty průměru prutu

$$c_{\min,b} = 12 \text{ mm}$$

b) Třída konstrukce

Třída konstrukce – S5

c) Stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí – XC2 (konstrukce vystavené dlouhodobému působení vody)

d) Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavkům soudržnosti

$$c_{\min,dur} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(\phi; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(12; 30; 10) = 30 \text{ mm}$$

e) Toleranční zvětšení

Pod ŽB pásem je zhotoven podkladní beton.

$$\Delta c_{dev} = 40 \text{ mm}$$

f) Navržená krycí vrstva výztuže

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} = 30 + 40 = 70 \text{ mm}$$

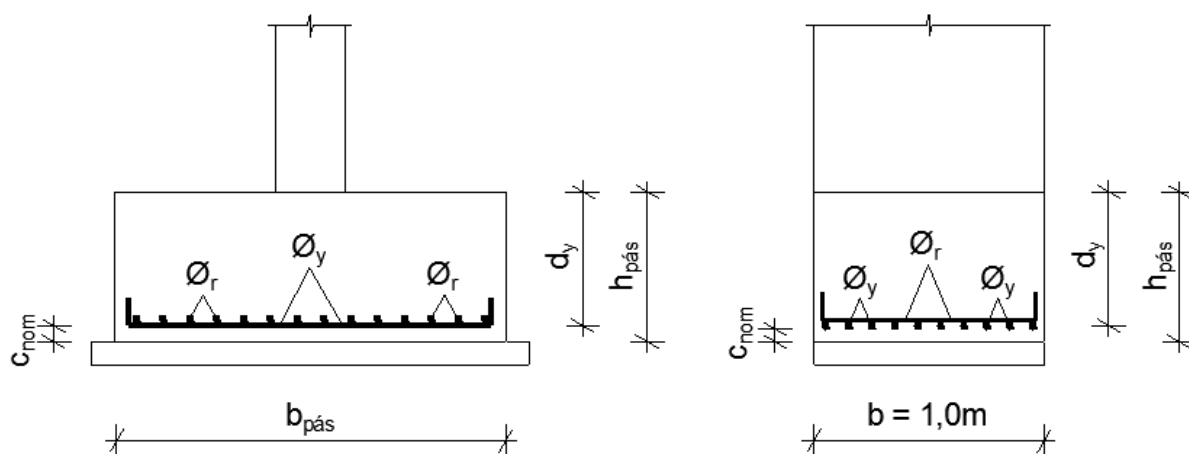
b) Posouzení na mezní stav únosnosti

Výztužení ve směru y:

$$\phi_y = 12mm$$

Účinná výška průřezu:

$$d_y = h_{pás} - c_{nom} - \frac{\phi_y}{2} = 650 - 70 - \frac{12}{2} = 574mm$$



Obr. 6.92 Účinná výška průřezu – výztuž ve směru y

Navržený počet kusů výztuže – vztaženo na 1m délky pásu:

$$n = 10kusů$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_{s,skut} = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi_y^2}{4} = 10 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 1130,973mm^2$$

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_{s,skut} \cdot f_{yd} = 1130,973 \cdot 434,783 \Rightarrow 491,728kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{\eta \cdot b_{lm} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{491,728 \cdot 10^3}{1 \cdot 1000 \cdot 0,8 \cdot 23,333} = 26,343mm$$

Momenty únosnosti průřezu:

$$M_{Rd,y} = F_s \cdot (d_y - 0,4 \cdot x) = 491,728 \cdot 10^3 \cdot (574 - 0,4 \cdot 26,343) \Rightarrow 277,070kNm$$

$$M_{Rd,y} = 277,070kNm \geq M_{Ed,y} = 53,363kNm \dots \dots \dots VYHOVUJE$$

c) Konstrukční zásady

Omezení množství hlavní tahové výztuže:

- Minimální stupeň vyztužení – d_y :

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{lm} \cdot d_y \\ 0,0013 \cdot b_{lm} \cdot d_y \end{array} \right\}$$

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{3,2}{500} \cdot 1000 \cdot 574 \\ 0,0013 \cdot 1000 \cdot 574 \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 955,136 \\ 746,2 \end{array} \right\} = 955,136 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut} \geq A_{s,\min} \Rightarrow 1130,973 \text{ mm}^2 \geq 955,136 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

- Maximální stupeň vyztužení:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_{lm} \cdot h_{pas} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 650 = 26000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,skut} \leq A_{s,\max} \Rightarrow 1130,973 \text{ mm}^2 \leq 26000 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

Omezení výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x_y}{d_y} = \frac{26,343}{574} = 0,046$$

$$\xi_{BAL} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,783} = 0,617$$

$$\xi \leq \xi_{BAL} \Rightarrow 0,046 \leq 0,617 \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

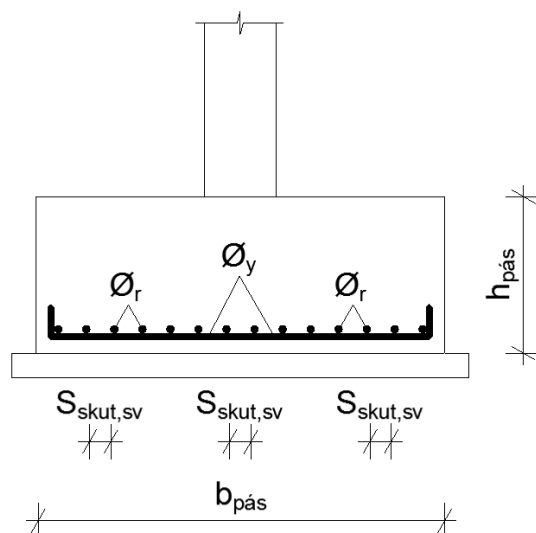
Omezení vzdáleností mezi jednotlivými pruty hlavní výztuže:

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\min} = \max(k_1 \cdot \phi_{\max}; d_g + k_2; 20) = \max(1,2 \cdot 12; 16 + 5; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} = \frac{b_{lm} - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi_{\max}}{n - 1} = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 10 \cdot 12}{12 - 1} = 67,273 \text{ mm}$$

$$S_{skut,sv} \geq S_{\min} \Rightarrow 67,273 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$



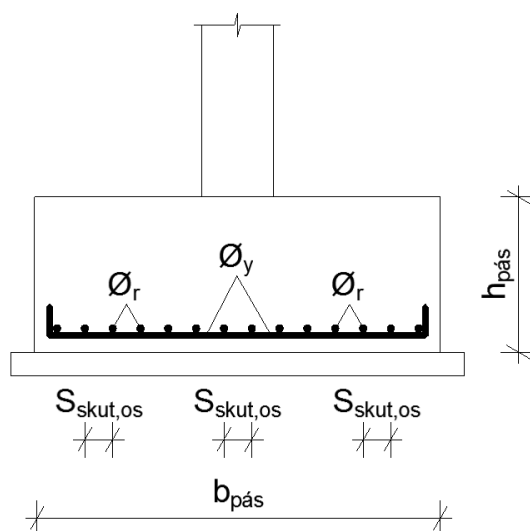
Obr. 6.93 Světlé vzdálenosti mezi pruty výztuže

Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže:

$$S_{\max} = \min(2 \cdot h_{pás}; 250) = \min(2 \cdot 650; 250) = 250 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} = S_{skut,sv} + \phi_{\max} = 67,273 + 12 = 79,273 \text{ mm}$$

$$S_{skut,os} \leq S_{\max} \Rightarrow 79,273 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VYHOVUJE}$$



Obr. 6.94 Osové vzdálenosti mezi pruty výztuže

Kotevní délka:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2,2}{1,5} = 1,466 MPa$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,466 = 3,3 MPa$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,783}{3,3} = 395,257 mm$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 395,257 = 395,257 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{b,min} = \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi_{max}; 100 mm\} = \max \{0,3 \cdot 395,257; 10 \cdot 12; 100\}$$

$$l_{b,min} = 120 mm$$

Zvolené kotevní délky:

$$l_{bd} = 400 mm$$

$$l_{min} = 130 mm$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \Rightarrow 400 mm \geq 130 mm \dots\dots\dots VYHOVUJE$$

7. Posudek vícepodlažní budovy na mezní stav použitelnosti

Součástí této diplomové práce jsou také posouzení navrhované vícepodlažní budovy na mezní stav použitelnosti. Těmito posudky se prokazují vlastnosti konstrukce z hlediska potřeb uživatele objektu. Cílem posudků je zabránit nepříznivým stavům, při kterých by bylo omezeno užívání objektu z hlediska nadměrných přetvoření a deformací konstrukce nebo jejích částí, a také zamezení vzniku nebo rozvětvení trhlin, které by vedly ke snížení životnosti konstrukce z důvodů možného oslabení výztuže korozí.

7.1 Mezní stav omezení napětí

Omezení napětí z hlediska podmínek použitelnosti se v EC2 předepisuje pro tlaková napětí v betonu a tahová napětí ve výztuži. V případě nadměrných tlakových napětí v betonu mohou vznikat v konstrukci podélné trhliny, mikrotrhliny v betonu či mohou být vyšší hodnoty dotvarování. Posouzení omezení tlakových napětí v betonu se vztahuje na konstrukce, které se nacházejí v třídách prostředí XD, XF a XS. Vzhledem k tomu, že navržená vícepodlažní budova se nachází ve třídě prostředí XC1 a XC2, je upuštěno od posouzení omezení tlakových napětí v betonu.

V případě nadměrných tahových napětí ve výztuži (nepružné přetvoření výztuže) mohou vznikat v betonových prvcích široké, trvale otevřené trhliny či nadměrná přetvoření. Z tohoto důvodu se omezuje tahové napětí ve výztuži. Pro betonářskou výztuž B500B byla stanovena hodnota napětí $\sigma_s = 310 \text{ MPa}$.

Pro charakteristickou kombinaci zatížení se kontroluje podmínka omezení napětí ve výztuži:

$$\sigma_s \leq k_3 \cdot f_{yk}$$

$$310 \text{ MPa} \leq 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$$

7.2 Mezní stav trhlin

Široké a dlouhodobě otevřené trhliny mohou mít v železobetonových konstrukcích významný vliv na životnost a trvanlivost konstrukce. Trhliny vždy vznikají vlivem namáhání ohybem, smykem, tahem či kroucením. Šířka trhlin závisí na vyztužení, na pevnosti betonu v tahu, na soudržnosti betonu a výztuže, na tloušťce krycí vrstvy výztuže a na uspořádání výztuže. Norma ČSN EN 1992-1-1 [2] stanovuje zásady uspořádání výztuže pro zamezení vzniku širokých trhlin, jelikož výpočet šířky trhlin není příliš spolehlivý. Posouzení mezního stavu trhlin lze provést přímým výpočtem šířky trhlin a porovnáním s limitní hodnotou nebo dodržením konstrukčních zásad, jejichž důsledkem je zajištění dostatečné spolehlivosti konstrukce dle mezního stavu šířky trhlin. V tomto případě se s výpočtem neuvažuje.

Maximální šířka trhliny w_{\max} , která je stanovena pro železobetonové konstrukce činí pro prostředí XC1 0,4mm. Vzhledem k tomu, že k tomu, že v tomto prostředí nemá šířka trhlin vliv na trvanlivost konstrukce a zároveň nejsou kladeny požadavky na vzhled, není nutné šířku trhliny kontrolovat. Pro základové patky a pásy byla stanovena třída prostředí XC2, pro něž byla stanovena maximální šířka trhliny $w_{\max} = 0,3\text{mm}$. Jelikož se tyto prvky nacházejí pod úrovní terénu, není brán zřetel na kontrolu šířky trhliny.

7.3 Mezní stav přetvoření

Přetvoření konstrukce nebo samotných prvků nesmí nepříznivě ovlivňovat funkčnost ani vzhled konstrukce. V EC2 jsou uvedeny orientační hodnoty mezních přetvoření, kterými jsou kritéria obecné použitelnosti a kritérium průhybu po zabudování prvku. Průhyb při kvazistálém zatížení by neměl překročit hodnotu $l/250$ vzdálenosti podpor. Průhyb po zabudování prvku by neměl při kvazistálém zatížení překročit hodnotu $l/500$ rozpětí.

Ověření mezního stavu přetvoření může být provedeno také bez použití výpočtu přetvoření, přičemž se používají metody založené na ověření štíhlosti prvku nebo výpočtem přetvoření a srovnáním vypočtených hodnot s limitními hodnotami. V případě, kdy prvek nesplní podmínky ohybové štíhlosti, je požadován výpočet, kterým může být prokázána spolehlivost konstrukce.

Ověření mezního stavu použitelnosti pomocí metody založené na ověření štíhlosti prvku se řídí následujícím vzorcem:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{pokud} \quad \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{pokud} \quad \rho > \rho_0$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{30} = 0,005477 = 5,477 \cdot 10^{-3}$$

$$K = 1,5$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

$$\rho' = 0$$

V prvním případě bude posuzována spojitá železobetonová deska o rozpětích polí $l = 4500\text{mm}$ a $l = 6000\text{mm}$. V následující tabulce 9.1 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 4500\text{mm}$ a šířku desky $b = 1000\text{mm}$.

Tab. 9.1 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 4500\text{mm}$

d [mm]	A_s [mm ²]	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_{x,d} = 158$	502,655	3,181e-3	ANO	28,481	53,841	VYHOVUJE
$d_{y,d} = 166$	502,655	3,028e-3	ANO	27,108	57,914	VYHOVUJE
$d_{x,h} = 155$	285,249	1,840e-3	ANO	29,032	126,245	VYHOVUJE
$d_{y,h} = 165$	248,493	1,506e-3	ANO	27,272	173,887	VYHOVUJE

V tabulce 9.2 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 6000\text{mm}$ a šířku $b = 1000\text{mm}$.

Tab. 9.2 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 6000\text{mm}$

d [mm]	A_s [mm ²]	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_{x,d} = 158$	502,655	3,181e-3	ANO	37,975	53,841	VYHOVUJE
$d_{y,d} = 166$	502,655	3,028e-3	ANO	36,145	57,914	VYHOVUJE
$d_{x,h} = 155$	285,249	1,840e-3	ANO	38,710	126,245	VYHOVUJE
$d_{y,h} = 165$	248,493	1,506e-3	ANO	36,363	173,887	VYHOVUJE

Z výsledků je patrné, že navržená ŽB deska splňuje omezující hodnoty poměru rozpětí k účinné výšce a tak lze předpokládat, že nebudou překročeny mezní hodnoty průhybu ŽB desky.

Ve druhém případě bude posuzován krajní průvlak o rozpětí $l = 4500\text{mm}$ a $l = 6000\text{mm}$. V následující tabulce 9.3 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 4500\text{mm}$ a šířku průvlaku $b = 300\text{mm}$.

Tab. 9.3 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 4500\text{mm}$

d [mm]	$A_s [\text{mm}^2]$	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_d = 395$	314,159	$2,651\text{e-}3$	ANO	11,392	70,897	VYHOVUJE
$d_h = 374$	565,487	$5,039\text{e-}3$	ANO	12,032	30,568	VYHOVUJE

V tabulce 9.4 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 6000\text{mm}$ a šířku $b = 300\text{mm}$.

Tab. 9.4 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 6000\text{mm}$

d [mm]	$A_s [\text{mm}^2]$	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_d = 395$	314,159	$2,651\text{e-}3$	ANO	15,189	70,897	VYHOVUJE
$d_h = 374$	565,487	$5,039\text{e-}3$	ANO	16,042	30,568	VYHOVUJE

Z výsledků je patrné, že navržený krajní ŽB průvlak splňuje omezující hodnoty poměru rozpětí k účinné výšce a tak lze předpokládat, že nebudou překročeny mezní hodnoty průhybu ŽB průvlaku.

Ve třetím případě bude posuzován vnitřní průvlak o rozpětí $l = 4500\text{mm}$ a $l = 6000\text{mm}$. V následující tabulce 9.5 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 4500\text{mm}$ a šířku průvlaku $b = 300\text{mm}$.

Tab. 9.5 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 4500\text{mm}$

d [mm]	$A_s [\text{mm}^2]$	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_d = 394$	452,389	$3,827\text{e-}3$	ANO	11,421	41,580	VYHOVUJE
$d_h = 372$	1206,372	$10,8\text{e-}3$	NE	12,096	22,749	VYHOVUJE

V tabulce 9.6 jsou uvedeny hodnoty ověření mezního stavu použitelnosti pro rozpětí $l = 6000\text{mm}$ a šířku $b = 300\text{mm}$.

Tab. 9.6 Tabulka s hodnotami ověřujícími mezní stav použitelnosti pro $l = 6000\text{mm}$

d [mm]	$A_s [\text{mm}^2]$	ρ	$\rho_0 > \rho$	l / d	Výpočet	Posouzení
$d_d = 394$	452,389	$3,827\text{e-}3$	ANO	15,228	41,580	VYHOVUJE
$d_h = 372$	1206,372	$10,8\text{e-}3$	NE	16,129	22,749	VYHOVUJE

Z výsledků je patrné, že navržený vnitřní ŽB průvlak splňuje omezující hodnoty poměru rozpětí k účinné výšce, a tak lze předpokládat, že nebudou překročeny mezní hodnoty průhybu ŽB průvlaku.

8. Závěr

Hlavním cílem této diplomové práce bylo navrhnout a staticky posoudit vícepodlažní budovu o pěti nadzemních podlažích ze železobetonu. Prvním krokem v návrhu vícepodlažní budovy byla vhodná volba konstrukčního systému a dispozičního řešení. Z několika návrhů dispozičních řešení byla zvolena neoptimálnější varianta skeletového nosného systému, který tvořil společně s průvlaky obousměrnou rámovou konstrukci. Vícepodlažní budova byla dále vyztužena dvěma železobetonovými monolitickými jádry, ve kterých byly umístěny schodišťové prostory a výtahové šachty. Ze statického hlediska se tedy jednalo o kombinovaný konstrukční systém. Stropní konstrukci v jednotlivých podlažích tvořila monolitická křížem vyztužená stropní deska. Vícepodlažní budova byla založena na základových patkách a základových pásech. Výpočty zatížení působících na zvolenou konstrukci byly v souladu s normami ČSN EN [1], [2], [3] a [4]. Pro jednotlivé prvky byly zpracovány posudky na mezní stavy únosnosti a použitelnosti podle aktuálně platných norem ČSN EN [2]. Součástí diplomové práce bylo také vytvoření výkresové dokumentace.

Statický 3D model vícepodlažní budovy byl vytvořen v několika variantách v programu Scia Engineer 2013. Vzhledem k tomu, že 3D model neumožňoval zohlednění různých omezení během výpočtu zatížení některých prvků, byl v několika případech použit ruční výpočet.

V práci byla také popsána problematika navrhování vícepodlažních budov, jednotlivé konstrukční systémy a jejich postupný vývoj v České Republice.

9. Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) *Eurokód 1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2003.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [3] ČSN EN 1991-1-1-3 (73 0035) *Eurokód 1: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [4] ČSN EN 1991-1-1-4(73 0035) *Eurokód 1: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [5] Procházka, J. – Štěpánek, P. – Krátký, J – Kohoutková, A. – Vašková, J.: *Navrhování betonových konstrukcí 1 – prvky z prostého a železového betonu*, Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, s. r. o. Praha, 2007.
- [6] Bill, Z. – Brabec, V. – Hruška, A. – Žďára, V.: *Konstrukce pozemních staveb 50*, Praha: ČVUT Praha, 1998.
- [7] Rojík, V.: *Konstrukce pozemních staveb – Konstrukční systémy vícepodlažních budov*, Praha: ČVUT Praha, 1984.
- [8] Rojík, V. – Brabec, V. – Witzany, J. – Šejnoha, J.: *Konstrukční systémy vícepodlažních budov*, Praha: ČVUT Praha, 1982.
- [9] Matoušková, D. – Solař, J.: *Pozemní stavitelství I.*, Ostrava: VŠB-TUO Ostrava, 2005.
- [10] Vratný, T. – Wald, F. *Ocelové konstrukce – Tabulky*, Praha: ČVUT Praha, 2005.

10. Seznam příloh

- 1) Zatěžovací stavy – 3D model budovy
- 2) Zatěžovací stavy – model schodiště

11. Přílohy

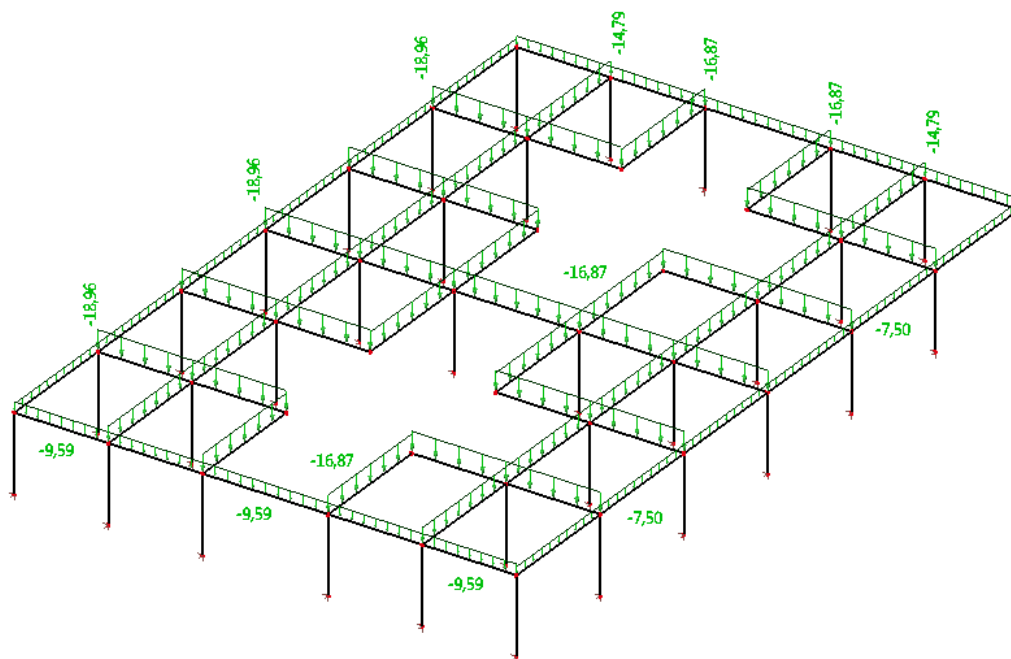
V příloze této diplomové práce jsou uvedeny všechny zatěžovací stavy, které byly vytvořeny v programu Scia Engineer 2013. Hodnoty zatížení v zatěžovacích stavech 3D modelu budovy jsou uvedeny v charakteristických hodnotách, v případě modelu schodiště jsou hodnoty zatížení uvedeny v návrhových hodnotách.

11.1 Zatěžovací stavy – 3D model budovy

1) Vlastní tíha

2) LC2 – zatížení stálé – 2.NP – 5.NP

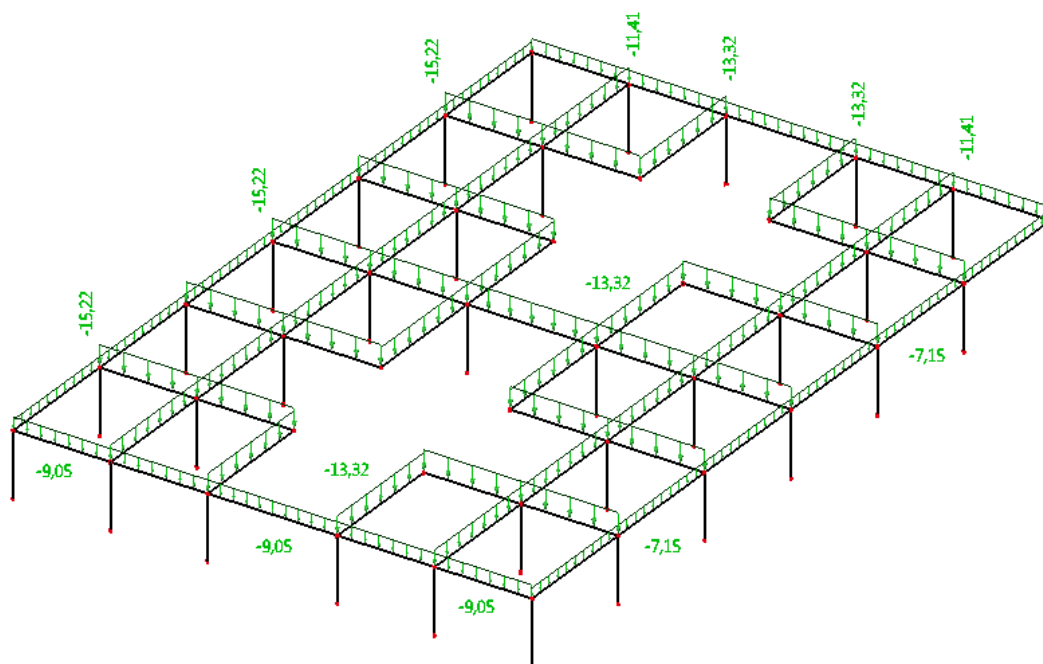
$$g_{k1} = 9,59 \text{ kN/m}; g_{k2} = 7,50 \text{ kN/m}; g_{k3} = 14,79 \text{ kN/m}; g_{k4} = 18,96 \text{ kN/m}; g_{k5} = 16,87 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.1 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé 2.NP – 5.NP

3) LC2 – zatížení stálé – zastřešení 5.NP

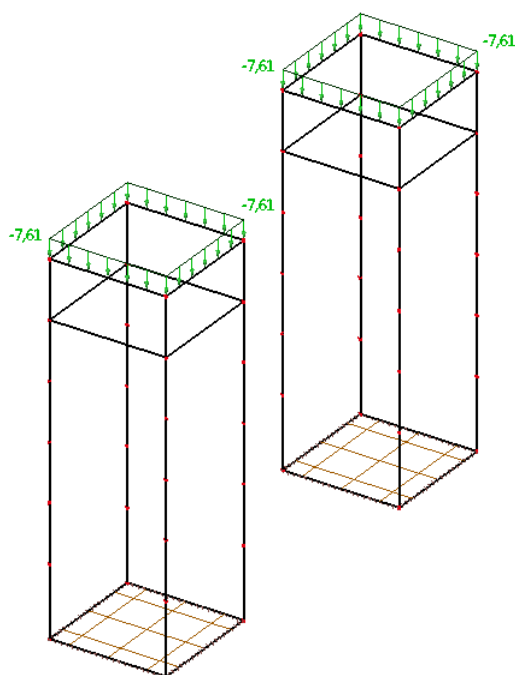
$$g_{k1} = 9,05 \text{ kN/m}; g_{k2} = 7,15 \text{ kN/m}; g_{k3} = 11,41 \text{ kN/m}; g_{k4} = 15,22 \text{ kN/m}; g_{k5} = 13,32 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.2 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé – zastřešení 5.NP

4) LC2 – zatížení stálé – zastřešení jádra

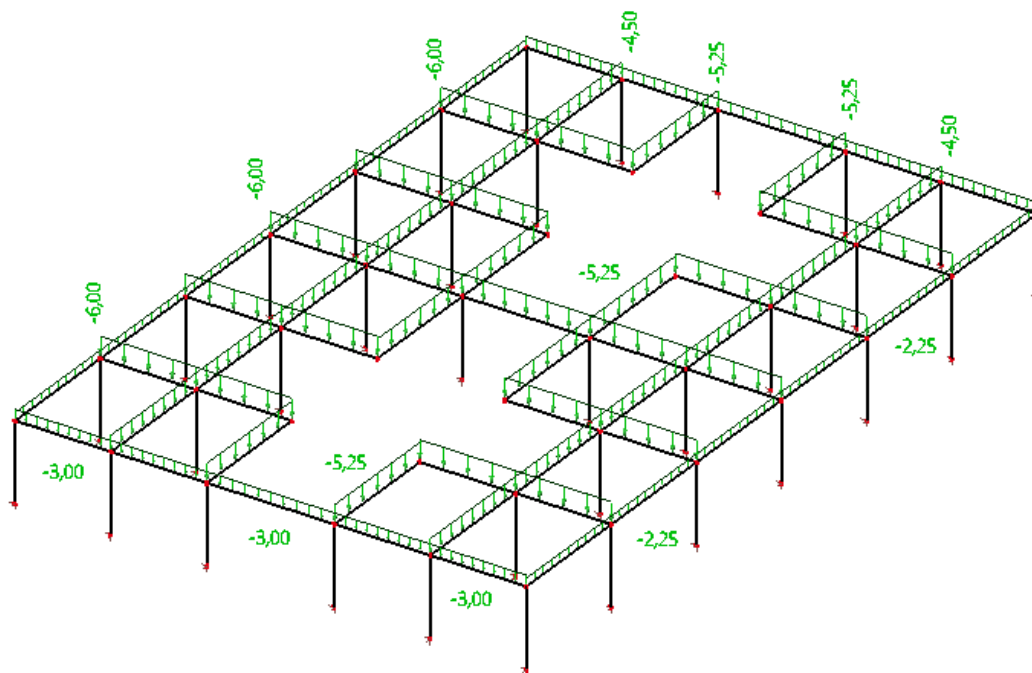
$$g_{k1} = 7,61 \text{ kN/m}; g_{k2} = 7,61 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.3 3D model budovy – LC2 – zatížení stálé – zastřešení jádra

5) LC3, LC4, LC5, LC6 – zatížení proměnné – 2.NP – 5.NP

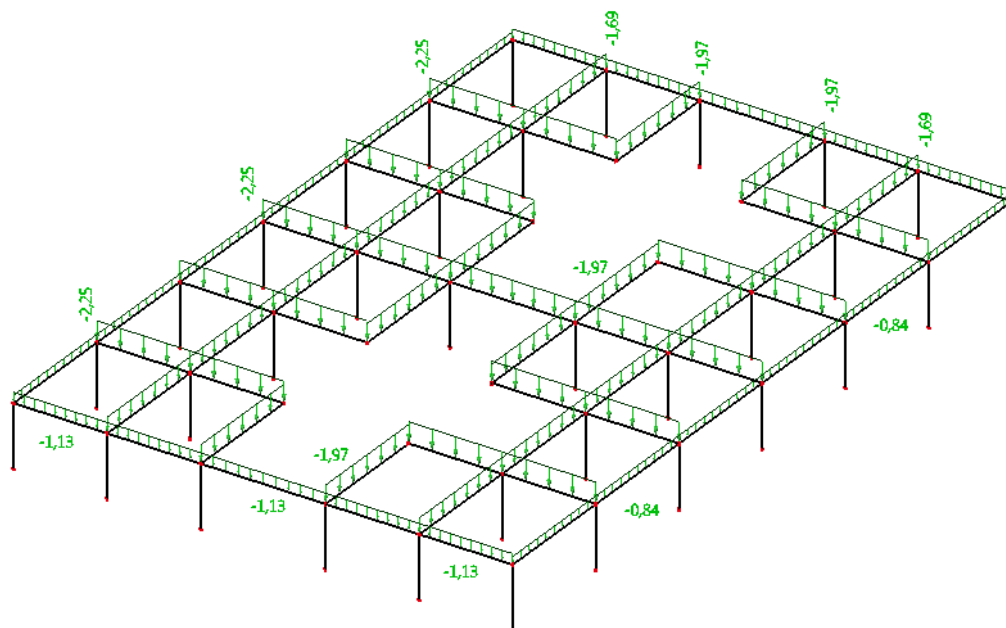
$$q_{k1} = 3,0kN/m; q_{k2} = 2,25kN/m; q_{k3} = 4,50kN/m; q_{k4} = 6,00kN/m; q_{k5} = 5,25kN/m$$



Obr. 9.4 3D model budovy – LC3-LC6 – zatížení proměnné – 2.NP – 5.NP

6) LC7 – zatížení proměnné – zastřešení 5.NP

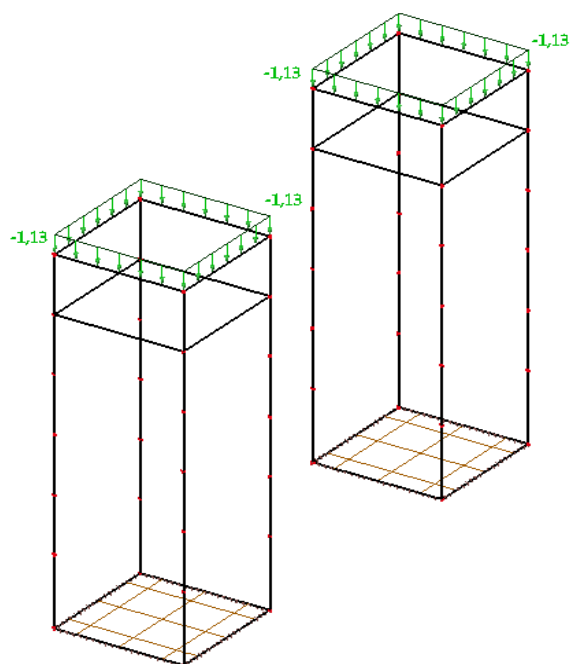
$$q_{k1} = 1,13kN/m; q_{k2} = 0,84kN/m; q_{k3} = 1,69kN/m; q_{k4} = 2,25kN/m; q_{k5} = 1,97kN/m$$



Obr. 9.5 3D model budovy – LC7 – zatížení proměnné – zastřešení 5.NP

7) LC7 – zatížení proměnné – zastřešení jádra

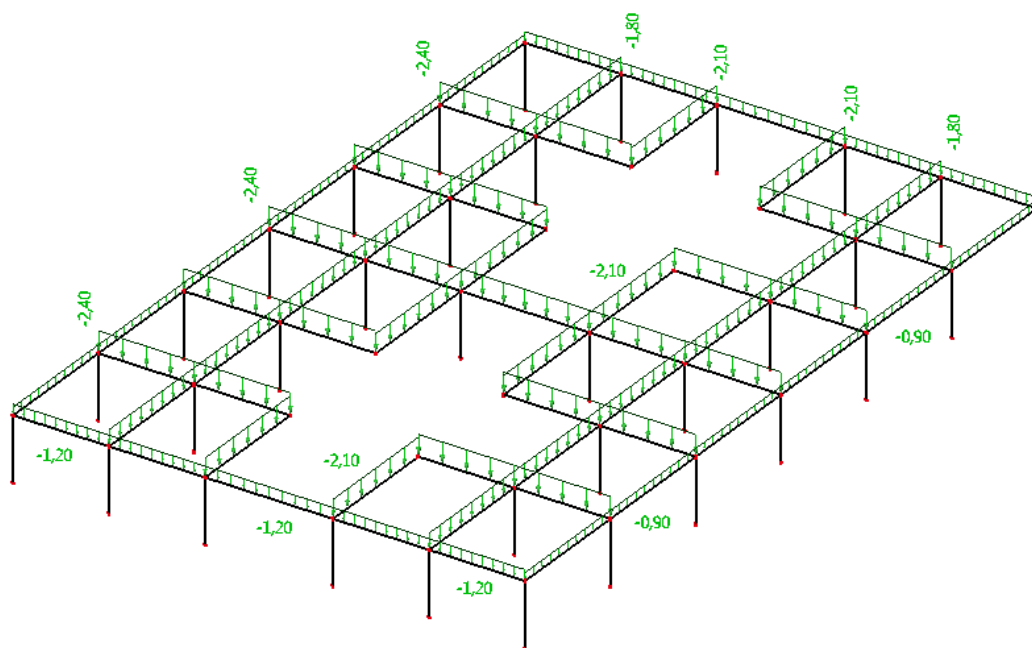
$$q_{k1} = 1,13 \text{ kN/m}; q_{k2} = 1,13 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.6 3D model budovy – LC7 – zatížení proměnné – zastřešení jádra

8) LC8 – zatížení sněhem – zastřešení 5.NP

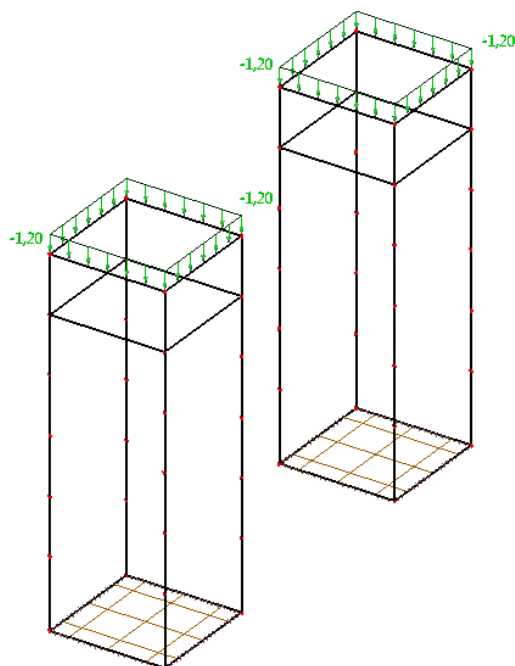
$$s_{k1} = 1,20 \text{ kN/m}; s_{k2} = 0,90 \text{ kN/m}; s_{k3} = 1,80 \text{ kN/m}; s_{k4} = 2,40 \text{ kN/m}; s_{k5} = 2,10 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.7 3D model budovy – LC8 – zatížení sněhem – zastřešení 5.NP

9) LC8 – zatížení sněhem – zastřešení jádra

$$s_{k1} = 1,20 \text{ kN/m}; s_{k2} = 1,20 \text{ kN/m}$$

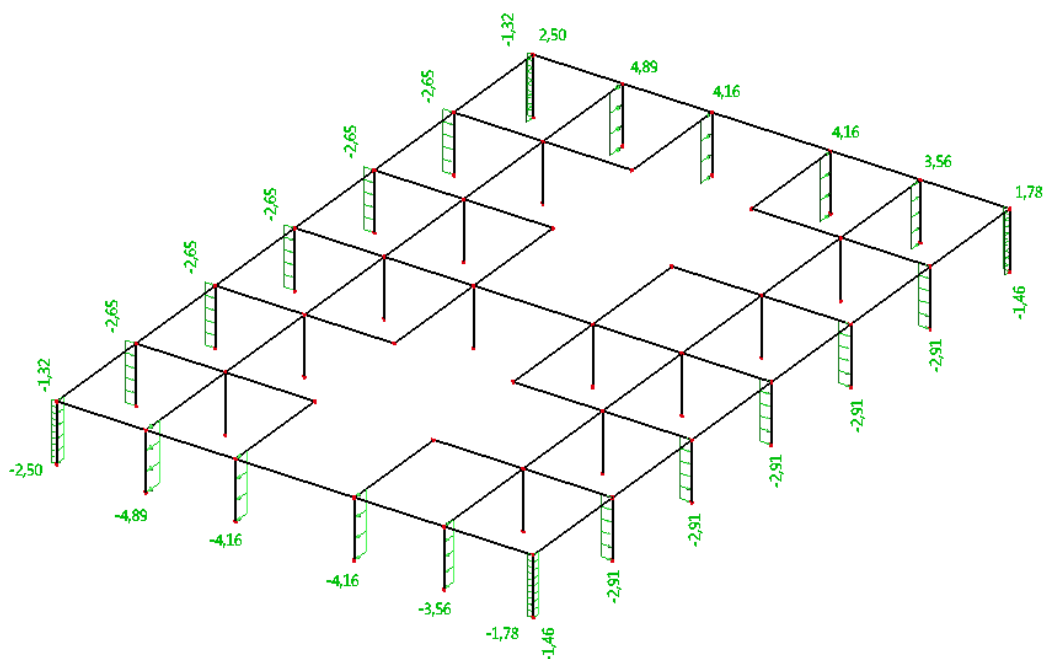


Obr. 9.8 3D model budovy – LC8 – zatížení sněhem – zastřešení jádra

10) LC9 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na delší stranu budovy - sloupy

$$w_{k1} = \pm 2,50 \text{ kN/m}; w_{k2} = \pm 4,89 \text{ kN/m}; w_{k3} = \pm 4,16 \text{ kN/m}; w_{k4} = \pm 3,56 \text{ kN/m}$$

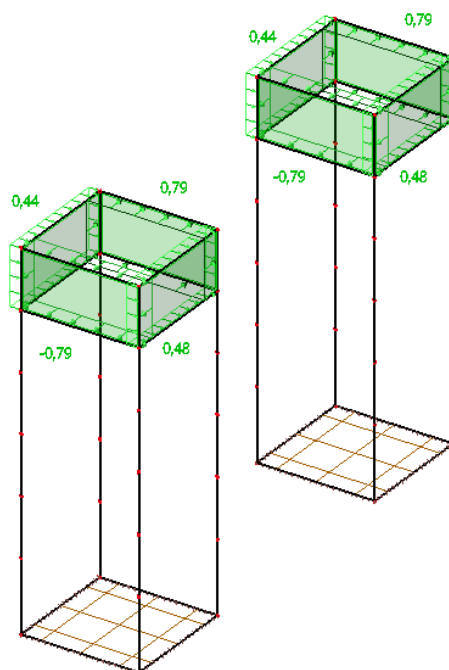
$$w_{k5} = \pm 1,78 \text{ kN/m}; w_{k6} = 1,32 \text{ kN/m}; w_{k7} = 2,65 \text{ kN/m}; w_{k8} = 1,46 \text{ kN/m}; w_{k9} = 2,91 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.9 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – sloupy

11) LC9 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na delší stranu budovy - jádro

$$w_{k1} = \pm 0,79 \text{ kN/m}^2; w_{k2} = 0,44 \text{ kN/m}^2; w_{k3} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

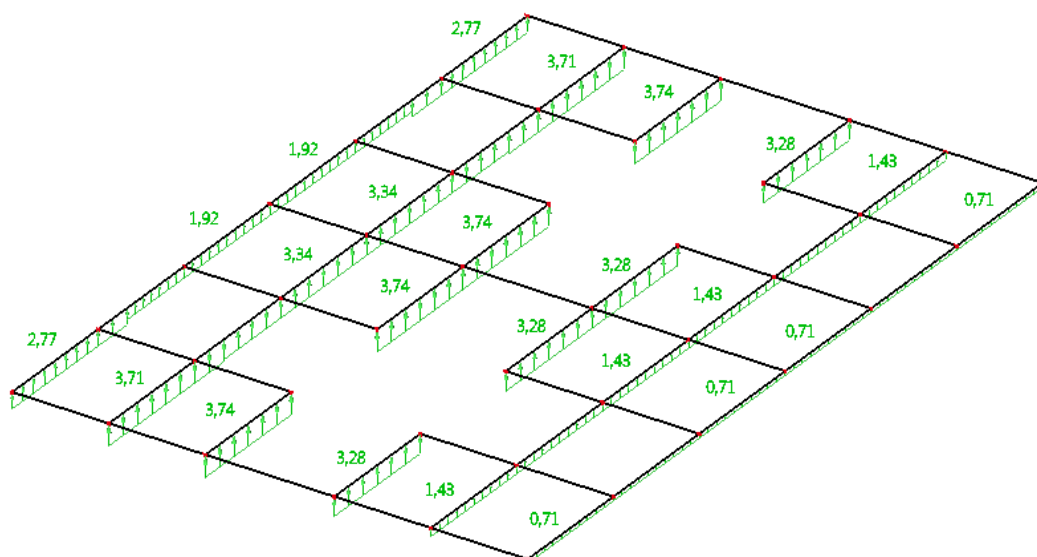


Obr. 9.10 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – jádro

12) LC9 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na delší stranu budovy - střecha

$$w_{k1} = 2,77 \text{ kN/m}; w_{k2} = 1,92 \text{ kN/m}; w_{k3} = 3,71 \text{ kN/m}; w_{k4} = 3,34 \text{ kN/m}$$

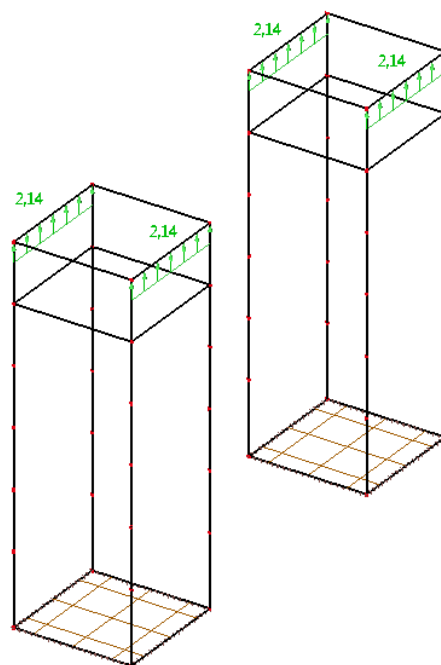
$$w_{k5} = 3,74 \text{ kN/m}; w_{k6} = 3,28 \text{ kN/m}; w_{k7} = 1,43 \text{ kN/m}; w_{k8} = 0,71 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.11 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – střecha

**13) LC9 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na delší stranu budovy – střecha
jádra**

$$w_{k1} = 2,14 \text{ kN} / \text{m}$$



Obr. 9.12 3D model budovy – LC9 – zatížení větrem – střecha jádra

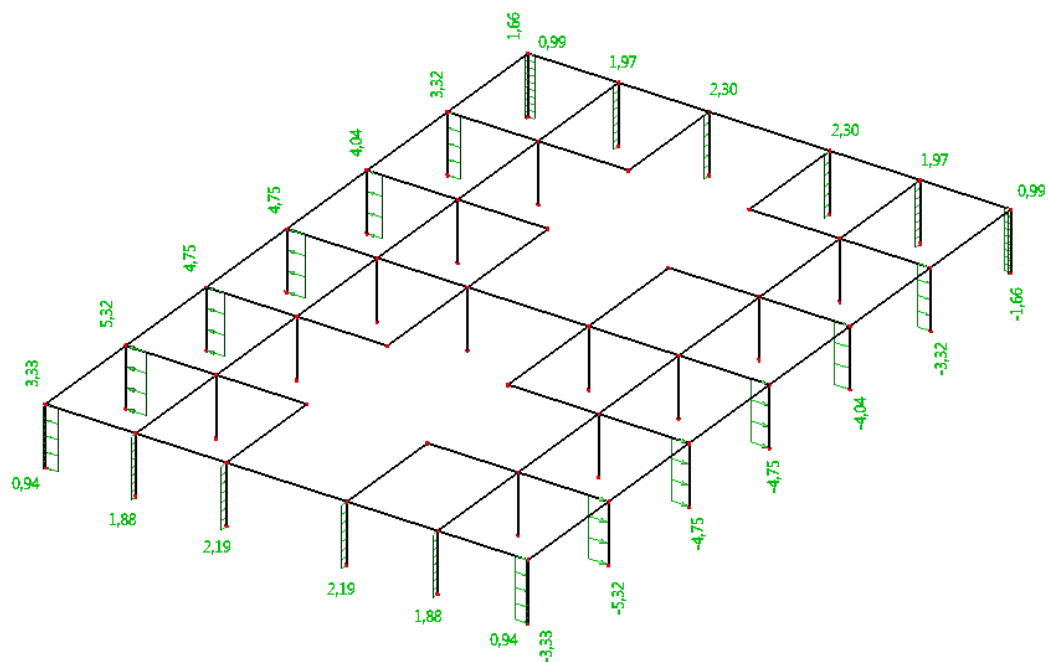
14) LC10 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na kratší stranu budovy - sloupy

$$w_{k1} = \pm 3,33 \text{ kN/m}; w_{k2} = \pm 5,32 \text{ kN/m}; w_{k3} = \pm 4,75 \text{ kN/m}$$

$$w_{k4} = \pm 4,04 \text{ kN/m}; w_{k5} = \pm 3,32 \text{ kN/m}; w_{k6} = \pm 1,66 \text{ kN/m}$$

$$w_{k7} = 0,94 \text{ kN/m}; w_{k8} = 1,88 \text{ kN/m}; w_{k9} = 2,19 \text{ kN/m}$$

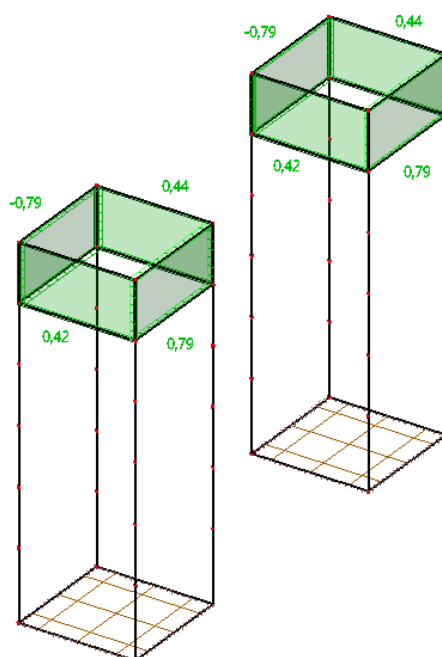
$$w_{k10} = 0,99 \text{ kN/m}; w_{k11} = 1,97 \text{ kN/m}; w_{k12} = 2,30 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.13 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – sloupy

15) LC10 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na kratší stranu budovy - jádro

$$w_{k1} = \pm 0,79 \text{ kN/m}^2; w_{k2} = 0,44 \text{ kN/m}^2; w_{k3} = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

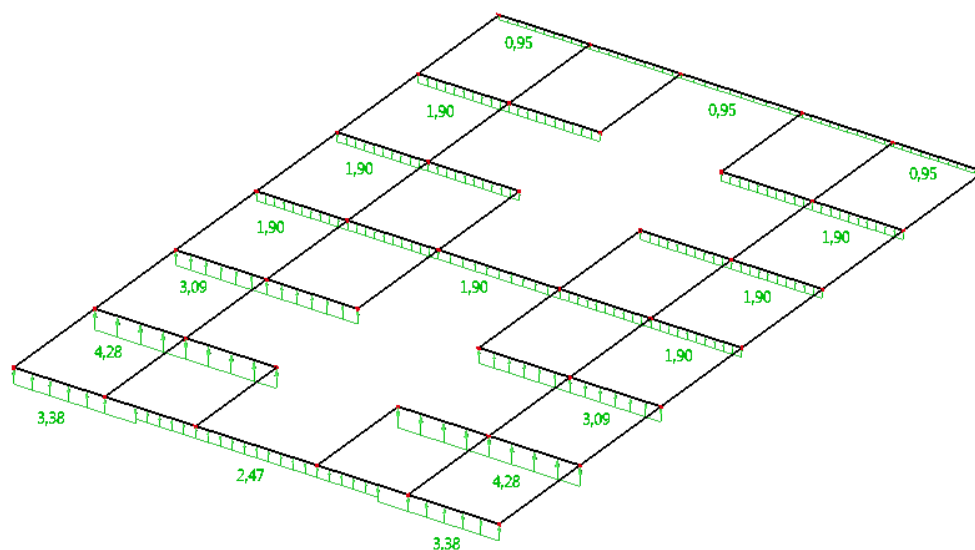


Obr. 9.14 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – jádro

16) LC10 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na kratší stranu budovy - střecha

$$w_{k1} = 3,38 \text{ kN/m}; w_{k2} = 2,47 \text{ kN/m}; w_{k3} = 4,28 \text{ kN/m}; w_{k4} = 1,90 \text{ kN/m}$$

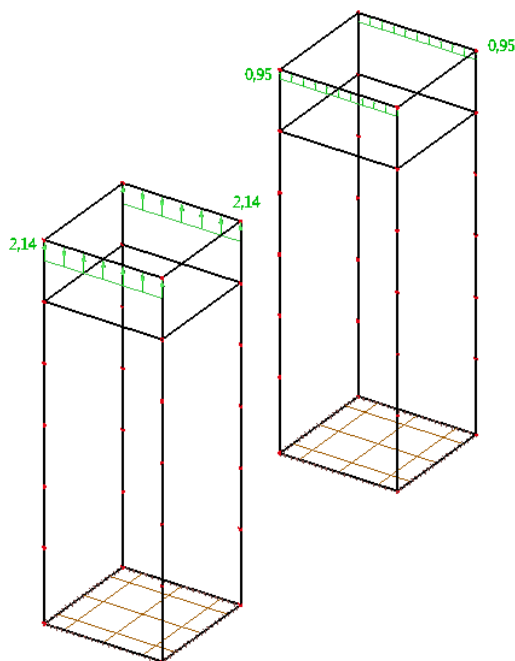
$$w_{k5} = 0,95 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.15 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – střecha

17) LC10 – zatížení větrem – vítr působící kolmo na kratší stranu budovy – střešní jádra

$$w_{k1} = 2,14 \text{ kN/m}; w_{k2} = 0,95 \text{ kN/m}$$

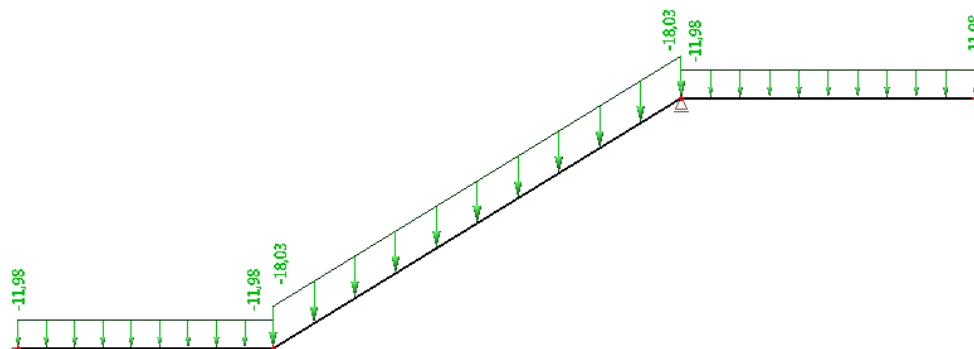


Obr. 9.16 3D model budovy – LC10 – zatížení větrem – střešní jádra

11.2 Zatěžovací stavy – model schodiště

1) LC1 – zatížení stálé

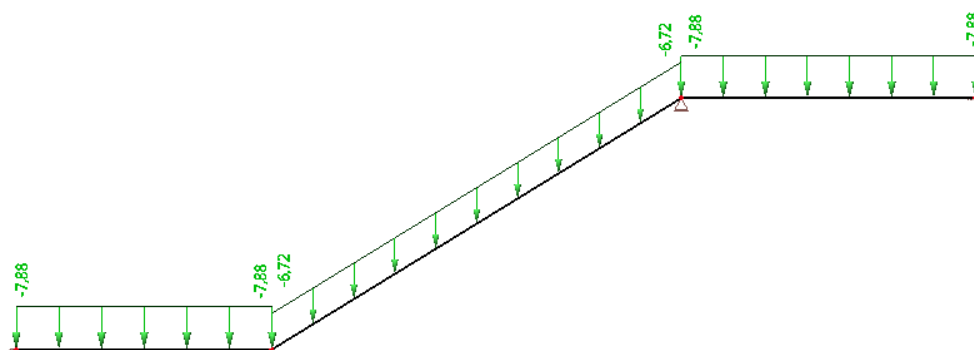
$$g_{d,podesta} = 11,98 \text{ kN/m}; g_{d,rameno} = 18,03 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.17 Model schodiště – LC1 – zatížení stálé

2) LC2 – zatížení proměnné

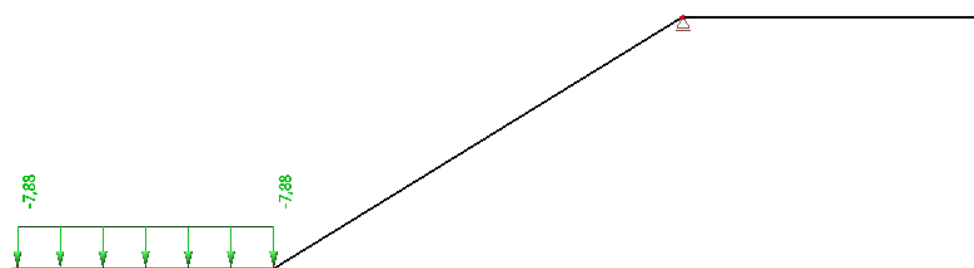
$$q_{d,podesta} = 7,88 \text{ kN/m}; q_{d,rameno} = 6,72 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.18 Model schodiště – LC2 – zatížení proměnné

3) LC3 – zatížení proměnné – levá podesta

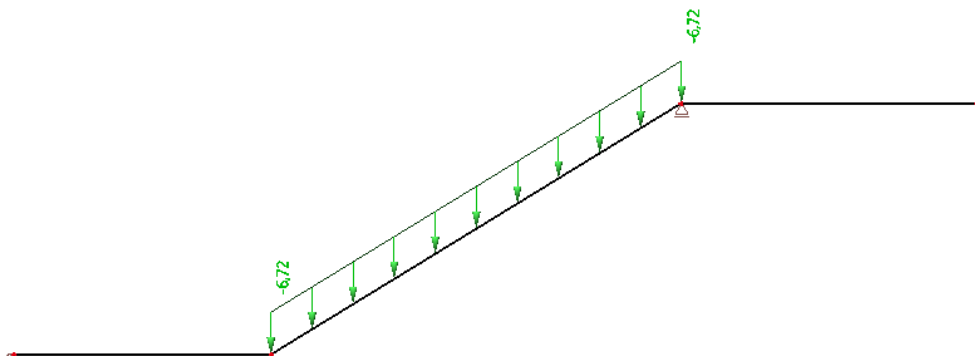
$$q_{d,podesta} = 7,88 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.19 Model schodiště – LC3 – zatížení proměnné – levá podesta

4) LC4 – zatížení proměnné – schodišťové rameno

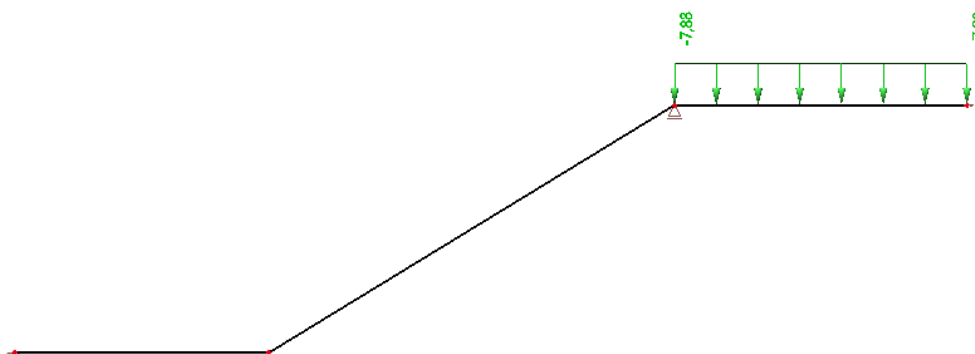
$$q_{d,rameno} = 6,72 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.20 Model schodiště – LC4 – zatížení proměnné – schodišťové rameno

5) LC5 – zatížení proměnné – pravá podesta

$$q_{d,podesta} = 7,88 \text{ kN/m}$$



Obr. 9.21 Model schodiště – LC5 – zatížení proměnné – pravá podesta

12. Seznam výkresů

- 1) ŽB spojitá deska – dolní výztuž – směr X – 2.NP
- 2) ŽB spojitá deska – dolní výztuž – směr Y – 2.NP
- 3) ŽB spojitá deska – horní výztuž – směr X – 2.NP
- 4) ŽB spojitá deska – horní výztuž – směr Y – 2.NP
- 5) ŽB krajní průvlak – 5.NP
- 6) ŽB vnitřní průvlak – 2.NP
- 7) ŽB stěna a základový pás
- 8) ŽB sloup a základová patka
- 9) ŽB sloup 2.NP – 5.NP
- 10) ŽB schodiště

Poděkování

Rád bych poděkoval paní Ing. Pavlíně Matečkové, Ph.D. za cenné rady, odborné konzultace a velice vstřícný přístup při tvorbě této diplomové práce.